

ARMIERTER BETON.

1913. JANUAR.

INHALT:

- Die Verwendung des Eisenbetons bei der Untergrundbahn in Boston. Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin) S. 1.
- Einige österreichische Ausführungen von Hochbauwerken in Eisenbeton. Nach Berechnungen und Entwürfen von Professor Dr.-Ing. R. Saliger (Wien). S. 8.
- Ein Beitrag zur Theorie der Stockwerkbinder. Von Dipl.-Ing. Hans Leitner (Leipzig). S. 14.
- Zur Berechnung von Silozellen. Von Dipl.-Ing. A. Ritter (Neustadt a. d. Haardt). S. 21.
- Tafel zur Dimensionierung doppelt armierter, exzentrisch gedrückter Betonquerschnitte. Von Dr.-Ing. Richard Rossin (Wien). S. 24.
- Probebelastungen bei Schleudermasten der Firma Dyckerhoff & Widmann zu Cossebaude-Dresden. Von Professor M. Foerster (Dresden). S. 27.
- Die wissenschaftlichen Ergebnisse des VI. Internationalen Materialprüfungskongresses in New York. Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin). S. 33.
- Literaturschau. S. 36.
- Wirtschaftliche Rundschau: Erhöhung der Wirtschaftlichkeit durch moderne Arbeitsverfahren (System Taylor). Von Professor A. Wallichs (Aachen). S. 40. — Verschiedene wirtschaftliche Mitteilungen. S. 44.
- Zuschriften an die Schriftleitung von Dr.-Ing. Paul Müller und Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky. S. 46. — Verschiedene Mitteilungen. S. 48. — Neue Bücher. S. 48. — Deutscher Beton-Verein. S. 48.

DIE VERWENDUNG DES EISENBETONS BEI DER UNTERGRUNDBAHN IN BOSTON.

Von Dr.-Ing. E. Probst (Berlin).

(Auf meiner Reise durch die Vereinigten Staaten von Nordamerika im Jahre 1912 habe ich eine Anzahl sehr interessanter Beispiele studiert, bei welchen der Eisenbeton in ausgedehntem Maße angewendet wurde. Naturgemäß habe ich bei dieser Gelegenheit in erster Linie Bauausführungen aufgesucht, um nicht nur bauliche Einzelheiten, sondern auch die Arbeitsmethoden besser kennen zu lernen.

Ich beschränke mich an dieser Stelle darauf, zwei typische Beispiele in diesem und in dem nächsten Hefte zu veröffentlichen, während das andere Studienmaterial in meinem in kurzer Zeit erscheinenden Buche „Vorlesungen über Eisenbeton“ verarbeitet werden soll. Dort werde ich auch auf alle diejenigen Einzelheiten eingehen, welche die amerikanische Praxis von unserer so außerordentlich unterscheiden. Im folgenden soll nun gezeigt werden, wie bei der Ausführung einer der schwierigsten Bauaufgaben der neueren Verkehrstechnik der Eisenbeton in ausgedehntem Maße mit bestem Erfolg angewendet wurde.)

Der zurzeit im Bau befindliche neue Teil der Bostoner Untergrundbahn (Abschnitt I Bolyston Street Subway) zeigt die Weiterführung einer Untergrundbahn als Straßenbahn mit denselben Betriebsmitteln. Der Übergang erfolgt durch eine schiefe Ebene von 5% Neigung, welche an der Ostseite der Kenmore Street beginnt und hinter der letzten Untergrundbahnhaltestelle endigt. Fig. 1 u. 1a zeigen die neue Strecke in Höhenplan und Grundriß. Der geradlinige Verlauf der Anfangs- und Endstrecke edingte die Einschaltung

einer Doppelkurve zwischen der Commonwealth Avenue und Newbury Street (siehe Fig. 1b).

In diesen mittleren Teil fällt die Unterführung der Bahn unter dem Collin Monument, die Durchquerung des Sees „The Fens“ und die Überführung des Stony Brook in der Charlesgate East. Besonders wichtig war das letztgenannte Bauwerk für die Linienführung.

Die Bodenverhältnisse wurden durch eine große Anzahl von Bohrlochern untersucht (siehe Fig. 1a). Im allgemeinen ist der Aufbau der Bodenarten folgender: Unter der Straßenoberkante zeigt sich eine 4–5 m starke Schicht von losem Sand und Kies, welche auf einer stark wechselnden Schlammschicht aufliegt; darunter liegt fester Sand mit Kies gemengt. In etwa 14 m Tiefe unter Terrainoberkante lagert fester blauer Ton. Der Tunnel selbst liegt zum größten Teile in der Schlammschicht und ist zweigleisig. Es mußte daher die Gründung mittels Pfähle erfolgen, die bis in die feste Schicht gerammt wurden. Die Pfahlköpfe stecken in einer Betonplatte von wechselnder Stärke (im Mittel 45 cm), auf welche die Abdichtung aufgebracht ist. Auf dieser erst ruht die Tunnelsohle. In der Commonwealth Street, an dem Übergang der Untergrundbahn zur Straßenbahn, befindet sich ein Bahnhof. Infolge des guten Baugrundes konnte hier von einer Sohlenbefestigung abgesehen werden. Die erforderlichen Stützmauern wurden aus Eisenbeton hergestellt (Fig. 2) und auf Betonpfeiler gegründet, welche wiederum auf Pfählen aufruheten. Fig. 2b zeigt die Querschnittsbildung auf der Übergangsstrecke und die Fundierung sowohl als auch die Abdichtung.

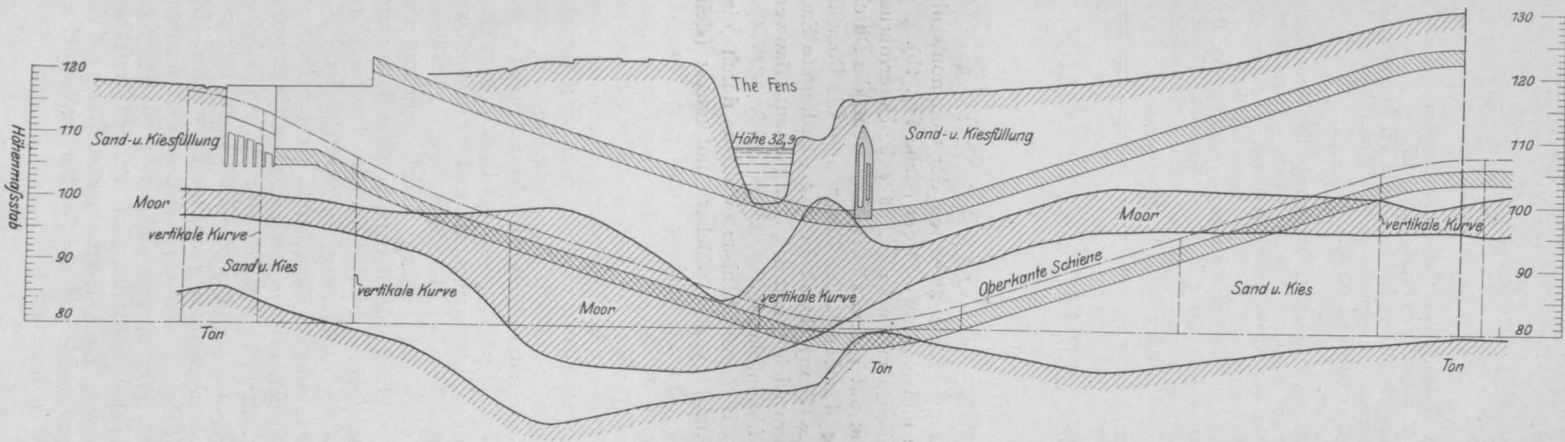


Fig. 1 a. Höheplan.

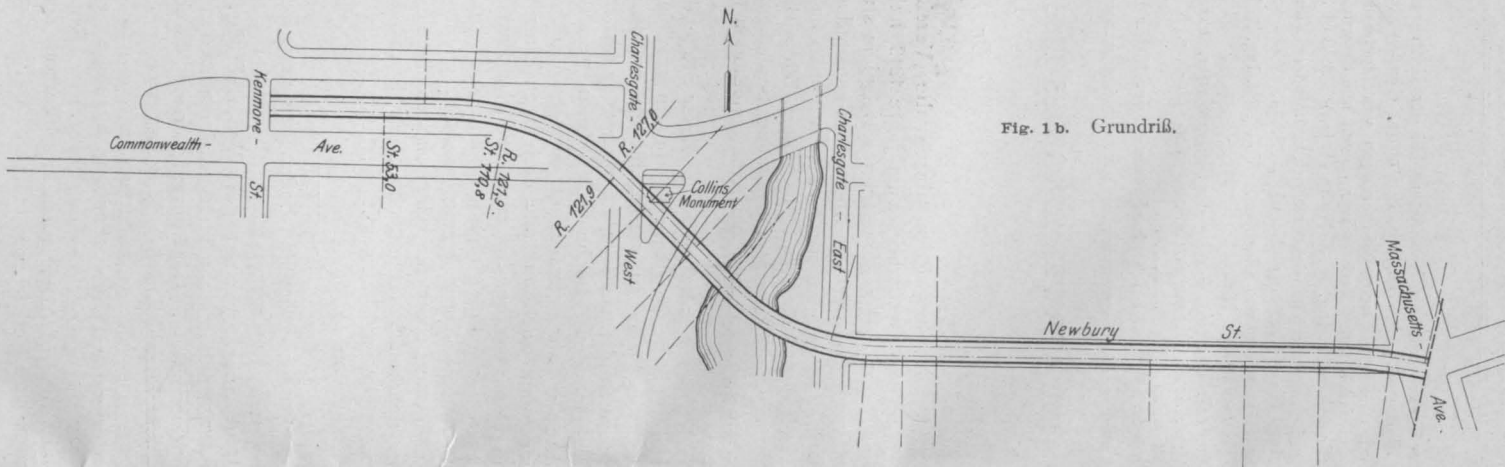


Fig. 1 b. Grundriß.

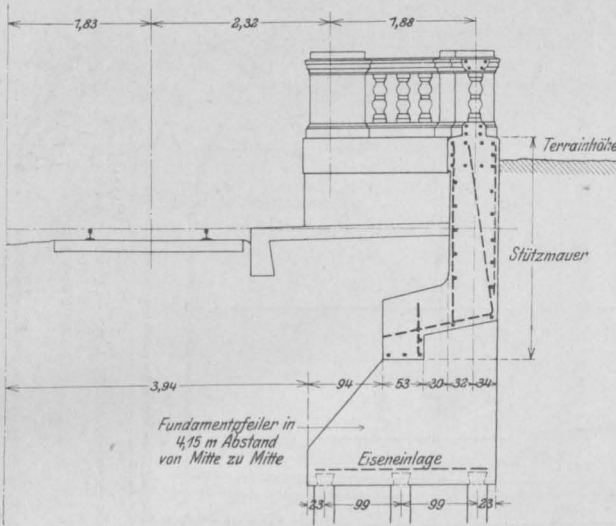


Fig. 2a. Beispiel einer Schutzmauer auf gutem Baugrund.

Fig. 3 zeigt ein einfaches Tunnelprofil aus Eisenbeton im Bau.

Die Herstellung erfolgt in der Weise, daß längs der Spundwand in der ganzen Profilhöhe eine Betonschicht von etwa 15 cm Stärke ausgeführt wurde. Auf dieser wird eine Isolierschicht befestigt, an welche sich die eigentliche Seitenwand des Profils anlegt, ähnlich der bereits erwähnten Abdichtung

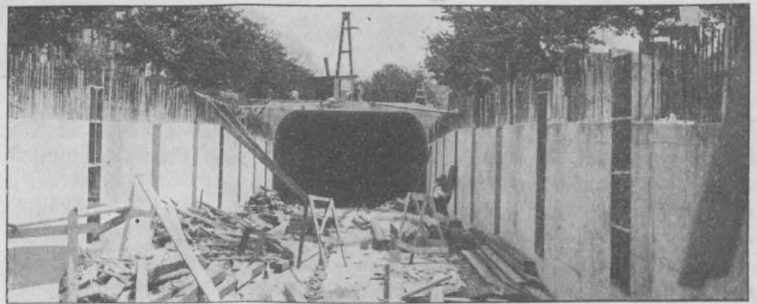


Fig. 3. Einfaches Tunnelprofil im Bau.

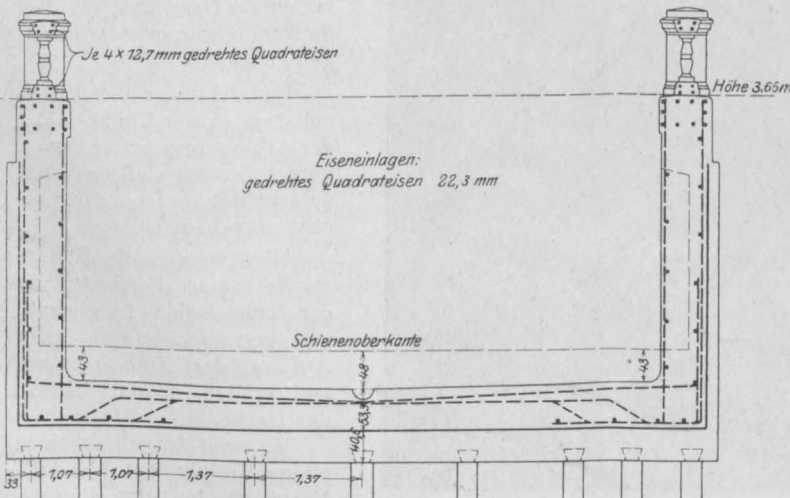


Fig. 2b. Querschnitt eines offenen Teiles (schlechter Baugrund).

des Tunnelbodens. Die Tunneldecke ist eine Eisenbetondecke mit I-Trägern als Eiseneinlagen, welche auf den voutenförmig verbreiterten Seitenwänden auflagen (Fig. 4).

Die stetige Zunahme der Überschüttungshöhe verbunden mit der Vergrößerung des lichten Profils in der Krümmung erforderte eine Zerteilung des Tunnels. Der Anfang der Trennungswand ist in Fig. 5 dargestellt; desgleichen sieht man hier die Anordnung der Ausweichstellen und Entwässerungsrinnen.

Die Ausbildung dieser doppelten Profile erfolgte auf zwei Arten, und zwar entweder als reines Eisenbetonprofil, oder als Profil mit Eisenbetonsohle und Wänden, wobei Decke und Mittelwand durch betonummantelte Walzträger gebildet werden (Fig. 6).

Die Bauausführung ist je nach der

Bauart der Profile und nach der Beschaffenheit des Baugrundes verschieden. Bei festem Baugrund werden vorerst an Stelle der Außenwände und der mittleren Trennungswand durchgehende Fundamentmauern hergestellt. Diese werden durch eine etwa 15 cm starken Betonsohle verbunden, welche als Unterlage für die Isolierschicht dient. Sodann werden die Seitenwände in der bereits beschriebenen Weise hergestellt bis ungefähr Deckenunterkante. Zum Schluß erfolgt die Einbringung der Tunnelsohle und die Ausführung der Zwischenwand.

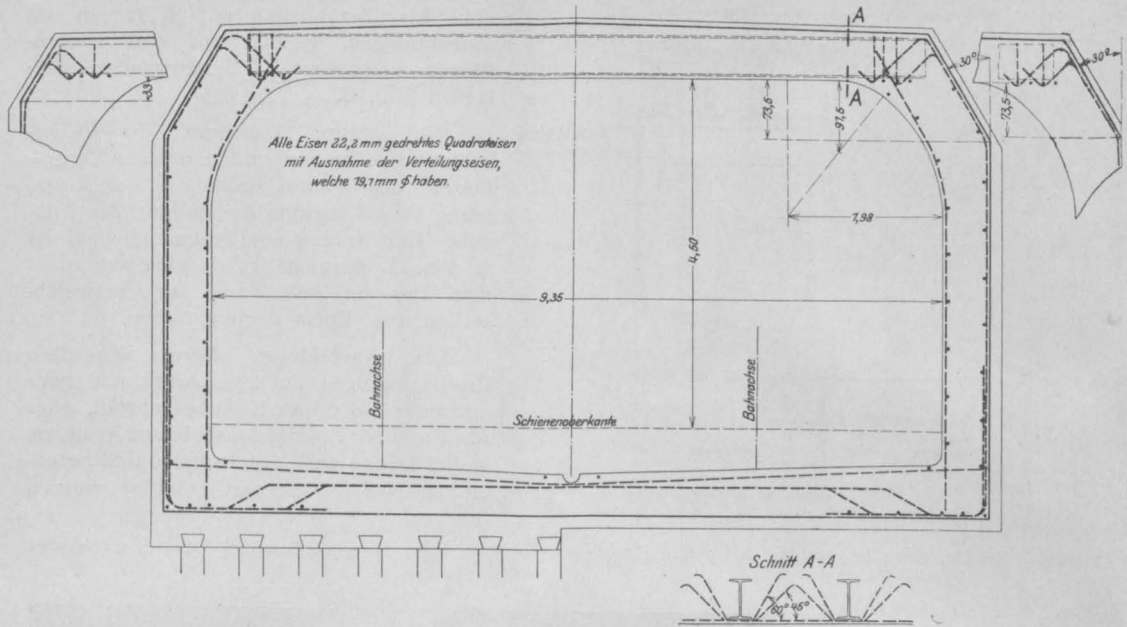


Fig. 4.

Einfacher Tunnelquerschnitt mit Walzträgern in der Decke.

Wenn diese fertiggestellt sind, wird erst die Decke eingebaut.

Fig 7a zeigt den beschriebenen Arbeitsvorgang im Bilde. Hier sieht man noch rechts vorn die eiserne Spundwand.

Fig. 7b zeigt eine Bauausführung an einer sehr belebten Straße, bei welcher mit größter Vorsicht vorgegangen werden mußte, damit an

den zu beiden Seiten befindlichen neu erbauten Häusern keine Schäden eintreten.

Wir sehen hier die Anordnung der eisernen Spundwand und den Einbau der Seitenwände und der Tunnelsohle, ferner Einzelheiten der Aussteifung der Baugrube, welche mit dem Eintreiben der Spundpfähle vorschreitet.

Bei schlechtem Baugrund wurde zuerst die Tunnelsohle in der ganzen Breite hergestellt, nachdem vorher die Baugrube, wo dies notwendig war, zuerst trocken-gelegt wurde.

Fig. 7d zeigt die Eiseneinlagen in der Tunnelsohle; der Arbeitsvorgang ist soweit vorgeschritten, daß das Fundament mit der Isolierung bereits eingebaut ist.

Hier werden die Seitenwände nach Fertigstellung der Tunnelsohle hergestellt, und erst nachher erfolgt der Aufbau der Zwischenwand und schließlich der Einbau der Decke.

So weit im allgemeinen einige Mitteilungen über die Vorgänge bei der Bauausführung, und es soll nur noch einiges über die An-

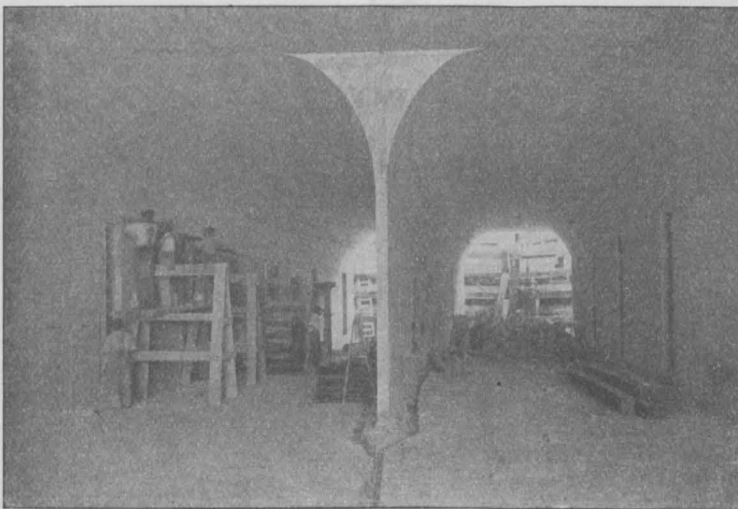


Fig. 5.

Ansicht des zweiteiligen Tunnels am Kurvenanfang.

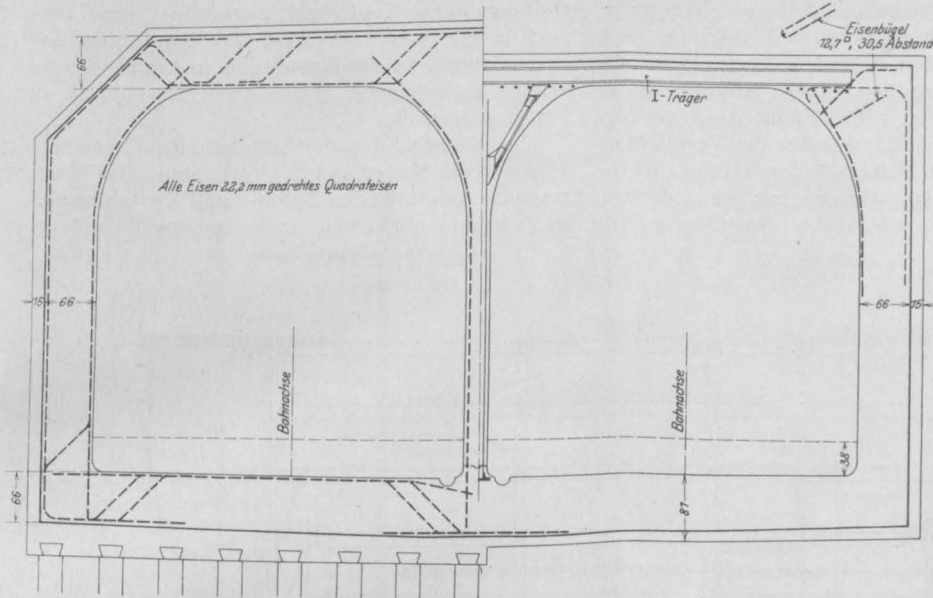


Fig. 6.

Ausbildung der doppelten Profile

a) mit Reinem Eisenbeton.

b) mit Walzträgern.

ordnung der Ausdehnungsfugen gesagt werden. Man hat es bei dem Bau der Bostoner Untergrundbahn bei der Herstellung der Seitenwände lange Zeit versucht, ohne Ausdehnungsfugen auszukommen, ähnlich wie dies z. B. bei französischen Ausführungen üblich ist. Der Mangel an Ausdehnungsfugen aber hat sich sehr bald im Auftreten von Rissen bemerkbar gemacht, und man ist daher bei den Ausführungen der letzten Jahre auf die Herstellung von Ausdehnungsfugen übergegangen. Wir sehen in Fig. 7e eine derartige Ausdehnungsfuge, welche in Abständen von 12 bis 15 m angeordnet wird. Sie besteht darin, daß ein T-förmig gebogener Bleistreifen an beiden Seiten einbetoniert wird und dadurch neben einer Bewegungsmöglichkeit auch die Wasserdichtigkeit nicht beeinträchtigt.

In Fig. 7f sieht man auch die Anordnung von Geländerfugen bei dem offenen Profil. Diese Vorkehrungen haben sehr gute Resultate ergeben und die neueren Ausführungen sind vollständig rißfrei, wie ich mich selbst überzeugen konnte. Es ist dies neuerdings ein Beweis,

daß die Anordnung von Ausdehnungsfugen bei ähnlichen Bauwerken nicht übersehen werden darf.

Im folgenden soll auf die Beschreibung einiger Einzelheiten eingegangen werden, soweit diese nicht aus den Zeichnungen zu ersehen sind.

Beidem Profil mit den Walzträgerdecken (Fig. 4 u. 8) war es notwendig, die Eisenbetonwände für die Auflagerung der I-Träger zu verstärken.

Dies geschieht beim einfachen Profil, wie in Fig. 4 zu ersehen ist, folgendermaßen:

In der Längsrichtung des Tunnels werden unter die I-Träger 4 Stück gedrehte Eisen von 22×22 mm eingelegt, welche durch Bügel mit dem Obergurt verbunden sind. Ferner werden einige Eisen von den Seitenwänden in die Decke

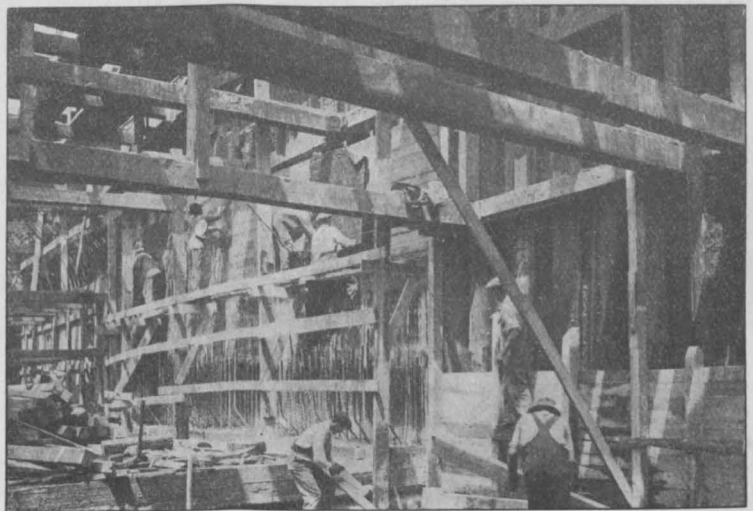


Fig. 7a.

Abdichten der Tunnelsohle. Herstellung der Seitenwände (Eiserne Spundwand).

herübergeführt und nach dem Auflager abgebogen. Zur Herstellung einer besseren Verbindung mit dem Obergurt werden außerdem noch eigene abgebogene Eisen eingelegt. Diese Anordnung ist besonders in der Fig. 4 im Schnitt A—A ersichtlich. Die zweite Art, in welcher die Verbindung der Decken mit den Seitenwänden erfolgt, ist in Fig. 6 ersichtlich. Die Auflagerung ist in diesem Falle durch die konsolartige Ausbildung der

steifung noch Kopfbügel angeordnet, wie dies auch in Fig. 9 ersichtlich ist. Die Anordnung der Eiseneinlagen in der Tunnelsohle und in der Decke erfolgt in bekannter Weise. Ein Beispiel ist in Fig. 6 ersichtlich.

Die Konstruktion der Eisenbetonprofile an sich bietet wenig Neues und die Verbindung der Walzträgerdecken mit den Seiten- und Zwischenwänden konnte vielleicht noch in etwas anderer

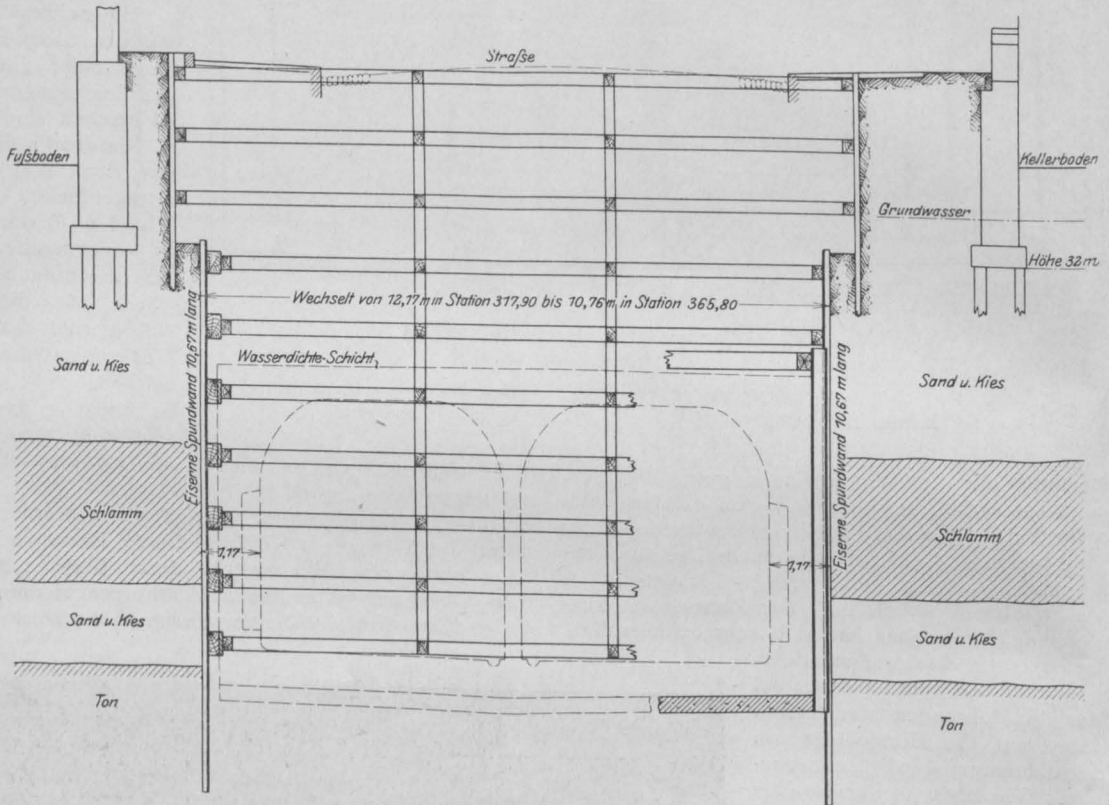


Fig. 7 b.

Baugrubenaussteifung an der Newbery-Straße.

Seitenwände geschaffen, deren Ausbildung in Fig. 6 mit allen Einzelheiten ersichtlich ist.

Bei den Eisenbetonprofilen sind die Seitenwände doppelt armiert. Die vertikalen Eiseneinlagen sind 22 mm stark gedrehte Quadrasteisen, welche an der Außenseite in Abständen von 15 cm, an der Innenseite von 30 cm angeordnet sind. Die horizontalen Eiseneinlagen haben dieselbe Stärke und sind 50—60 cm voneinander entfernt. Ähnlich ist auch die Ausbildung in den Zwischenwänden, wo nur in manchen Fällen an Stelle der doppelten Armierung auch Walzprofile als Einlagen verwendet werden. In dem letzteren Falle sind zur Verringerung der Trägerstützweiten und zur Ab-

Weise gelöst werden. Es ist aber hier nicht die Absicht, auf diese Fragen näher einzugehen, weil es sich um einen Bericht und nicht um eine kritische Betrachtung handelt.

Dieses eine Beispiel zeigt, wie bei dem zuletzt in Ausführung begriffenen Teil der Bostoner Untergrundbahn zumeist der Eisenbeton angewendet wurde mit denjenigen Ausnahmen, bei welchen infolge zu geringer Konstruktionshöhen Walzprofile als Eiseneinlagen verwendet wurden. Es war daher für mich von Interesse, zu erfahren, aus welchen Gründen man schließlich auf die Verwendung des Eisenbetons allein gekommen ist. Vorerst sei bemerkt, daß die Bostoner Untergrund-

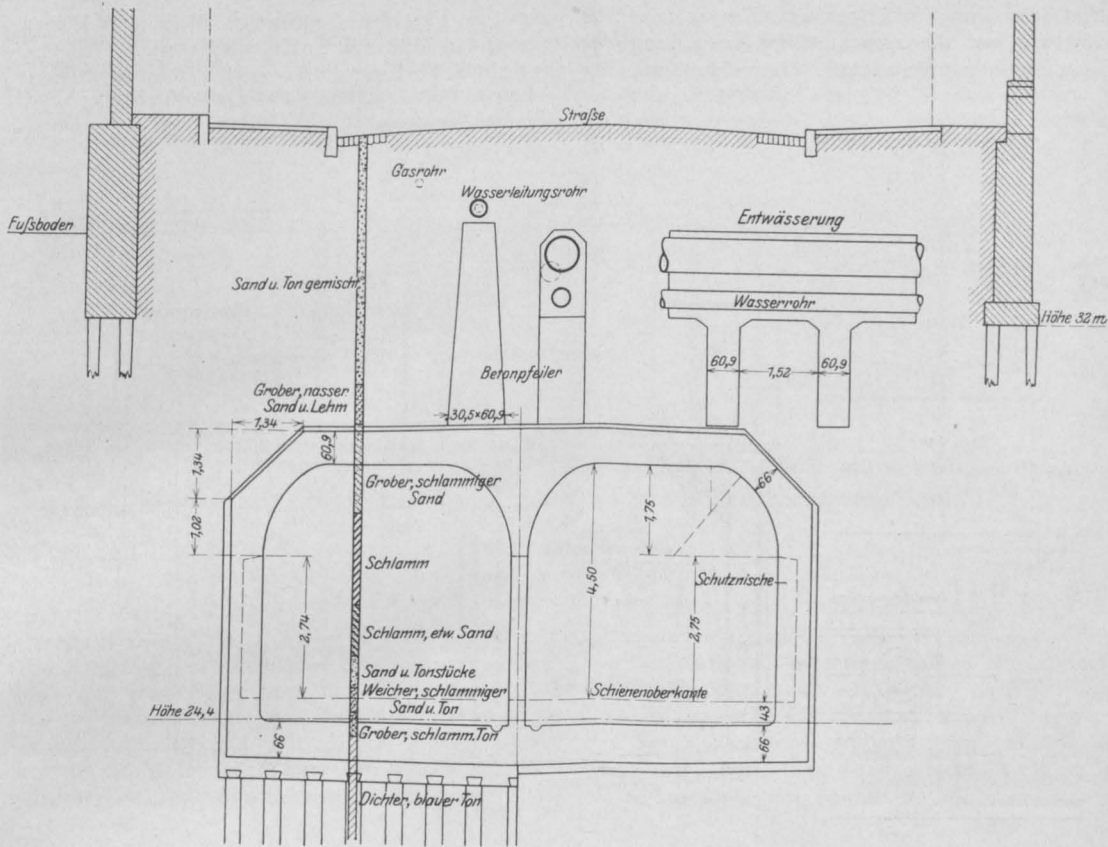


Fig. 7 c.

Querschnitt an der Newbery-Straße.

bahn mit ihren Anfängen etwa 12 Jahre alt ist, und daß schon im ersten Jahre teilweise Eisenbeton verwendet wurde, so daß auch Erfahrungen gesammelt werden konnten. Der Entwurf und der Bau dieser Untergrundbahn wird von einer technischen Kommission im Auftrage der Stadt Boston, der Bauherrin überwacht, und diese Kommission ist seit Jahren bemüht, die wirtschaftlich vorteilhafteste und zweckmäßigste Konstruktion auszufinden. Zu diesem Zwecke genügten ihr aber nicht die in der Praxis gesammelten Erfahrungen, sondern sie ließ auch eingehende wissen-

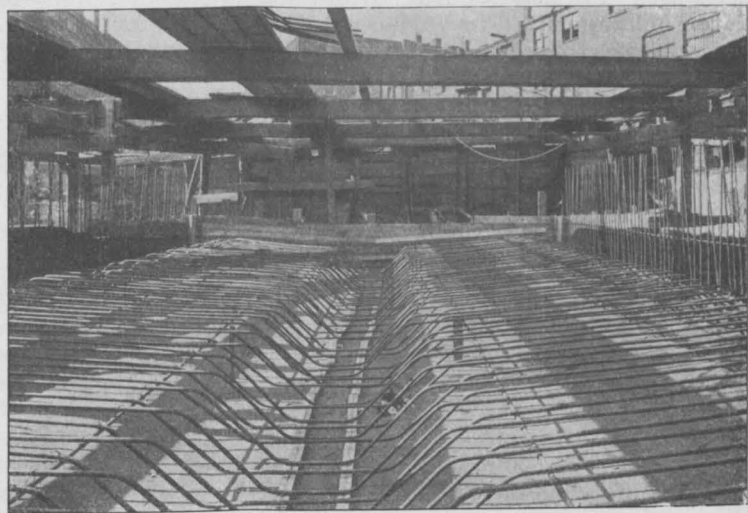


Fig. 7 d.

Eiseneinlagen im Tunnelboden.

schaftliche Untersuchungen anstellen, welche sich nicht nur auf die zweckmäßige Ausbildung der Eisenbetonkonstruktionsteile erstreckten, sondern

zu dem Ergebnis gelangt, daß der Eisenbeton in diesem Falle nicht nur eine beträchtliche Ersparnis an Kosten bedeutet,

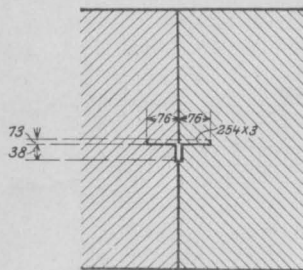


Fig. 7 e.

Ausdehnungsfuge in den Seitenwänden.

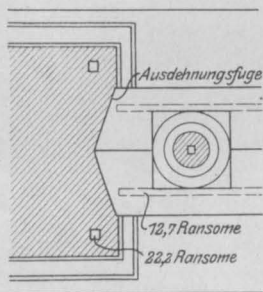


Fig. 7 f.

Geländerfuge.

auch die Frage der Abdichtung und der Ausdehnungsfugen einschlossen. Auf Grund dieser Untersuchungen und im Verein mit den gesammelten Erfahrungen ist die Kommission

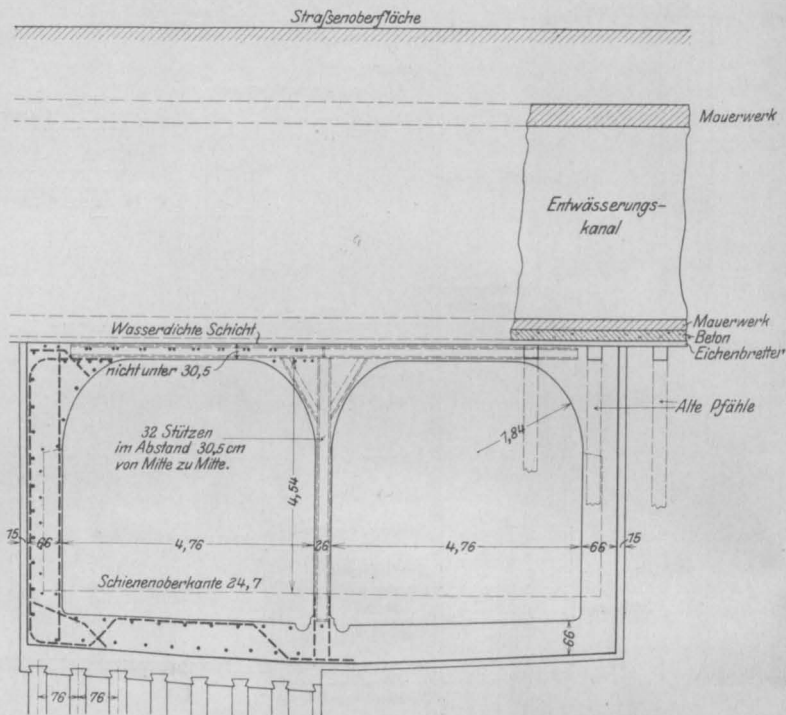


Fig. 8.

Überführung des Stony Brook.

sondern auch die günstigste Lösung verschiedener Konstruktionsfragen ermöglicht.

EINIGE ÖSTERREICHISCHE AUSFÜHRUNGEN VON HOCHBAUWERKEN IN EISENBETON.

Nach Berechnungen und Entwürfen von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger (Wien).

In Österreich, insbesondere in Wien, hat die Verwendung des Eisenbetons in den letzten Jahren eine große Ausbreitung gefunden. Nach einer vom Österreichischen Betonverein vorgenommenen Schätzung sind im Jahre 1911 in Österreich (ohne Ungarn) für mehr als 50 Mill. Kr. Eisenbetonbauten hergestellt worden, was im Vergleich zu industriell und wirtschaftlich höher entwickelten Ländern als höchst bemerkenswerte Leistung bezeichnet werden muß. Hierbei ist noch zu beachten, daß der größte Teil hiervon auf Westösterreich entfällt. Im letzten Jahre dürfte der Gesamtwert noch

höher sein. Den ersten Platz in der österreichischen Eisenbetonbauindustrie nimmt naturgemäß Wien mit seiner äußerst lebhaften Bautätigkeit ein. In dem großen Umwandlungsprozeß, durch den die innere Stadt immer mehr den Charakter des Wohnviertels verliert und den eines Geschäftszentrums annimmt, spielt der Eisenbeton als Konstruktionsmaterial eine überragende Rolle. Hier ist fast kein Umbau, bei dem der Eisenbeton nicht ausschließlich oder überwiegend für die Herstellung des Traggerüsts zur Verwendung käme. Eine nicht geringere Bedeutung besitzt

dieser Baustoff bei den mehr draußen entstehenden privaten und öffentlichen Neubauten. Daß der Eisenbeton bei den Decken des normalen Hochbaues eine hervorragende Stellung einnimmt, bedarf kaum mehr der Erwähnung. Ein kennzeichnendes

Architekten zu Ansprüchen hinsichtlich Spannweite, Belastung und Raumsparung, wie sie ehemals im Hochbau unbekannt waren. Das Verlangen nach großen ungeteilten Räumen in den unteren Geschossen erfordert oft die Abfangung schwerst

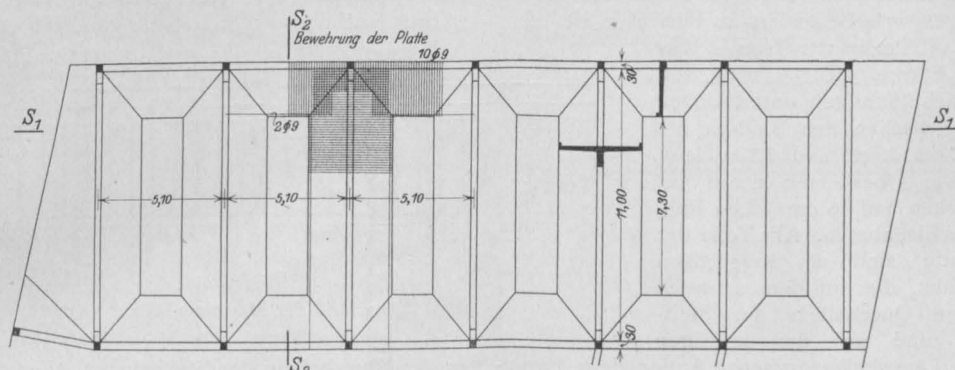


Fig. 1.

Grundriß der Autogarage.

Merkmal dieser Entwicklung ist die allmähliche Verdrängung verschiedener Decken-„Systeme“ und die Vereinheitlichung der Deckentypen, als welche neben jenen mit Verwendung von Hohlsteinen die Decken mit enger Rippenstellung (40–80 cm) unter Benützung von Rohrzellen oder eisernen Schalblechen hervorzuheben sind.

belasteter Mittelsäulen (was durchaus nicht immer zu billigen ist) mit mächtigen Balken- oder Rahmenkonstruktionen, deren Ausführung noch vor wenigen Jahren nicht gewagt worden wäre.

Eine schwierige Aufgabe fällt hierbei der Baupolizei bzw. dem Stadtbauamt in Wien zu. Trotzdem sich, wie überall, auch Unberufene mit

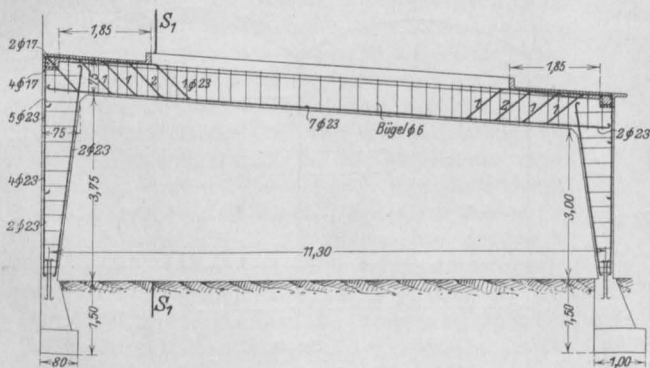


Fig. 2.

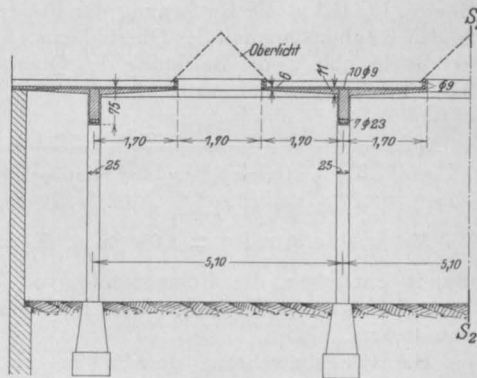
Schnitt S₂ und Ansicht der Steifrahmen (zu Fig. 1).

Fig. 3.

Längenschnitt S₂ (zu Fig. 1).

Die wirtschaftliche Überlegenheit des Eisenbetons ist naturgemäß die Triebfeder für seine allgemeine Anwendung. Die hohen österreichischen Eisenpreise bzw. der unverhältnismäßig hohe Zollschatz beeinflussen die Reineisenkonstruktionen weit mehr als die Eisenbetonbauten, da deren Eisenbedarf bei gleicher Tragkraft wesentlich geringer ist. Andererseits ermutigen die wirtschaftliche Überlegenheit des Eisenbetons und seine Konstruktionsmöglichkeiten Bauherren und

der Ausführung von Eisenbetonbauten befaßten und die amtlichen Überwachungsorgane stark überbürdet sind, kamen in den letzten Jahren schwerere Unfälle nur selten vor.

Im folgenden sind aus der großen Zahl bemerkenswerter Bauten einige Beispiele beschrieben. Für die Berechnung der Standfestigkeit waren im allgemeinen die österreichischen ministeriellen Vorschriften für Hochbauten in Eisenbeton vom 15. Juni 1911 maßgebend.

Autogarage in Wien XII, Erlgasse.

Die Halle bedeckt einen rhomboidischen Grundriß (Fig. 1) von 34 m Länge und 11,6 m Breite. Das Traggerüst besteht aus 7 Steifrahmen mit Fußgelenken von 11,3 m Stützweite. Die Binder sind in Abständen von 5,1 m angeordnet und tragen, was besonders zu bemerken ist, eine rippenlose Dachplatte von 6 bis 11 cm Stärke. Diese wird von 6 Oberlichtöffnungen unterbrochen welche zwischen den Bindern liegen, 1,7 m breit und 7,3 m lang sind. Die Oberlichter sitzen auf 8 cm dicken und 16 cm hohen Rahmen aus Eisenbeton. Alle Teile der Dachplatte sind als Kragbalken ausgebildet, die auf dem schwach geneigten Querbalken der Steifrahmen und auf den kräftigen äußeren Längsbalken ruhen. Außer dem Eigengewicht und der Dachdeckung ist eine Belastung durch Schnee und Wind von 100 kg/m² zugrunde gelegt. Die Berechnung des Seitenschubes X_1 der Steifrahmen erfolgte aus der Beziehung

$$X_1 \phi_{11} = \sum P_m \phi_{m1} = \int W y \, ds,$$

worin die ϕ Funktionen der Trapezform der Binder sind. Bezeichnet $s_1 = 4,15$ m die Höhe des längeren Stieles, $s_2 = 3,40$ m jene des kürzeren Stieles, $l = 11,3$ m die Entfernung der Fußgelenke, J_b das Trägheitsmoment des Querbalkens, J_s jenes der Stiele und q die Belastung des Querbalkens auf die Längeneinheit, so ist

$$X_1 = \frac{q l^3 (s_1 + s_2)}{8 \left[\frac{J_b}{J_s} (s_1^3 + s_2^3) + l (s_1^2 + s_1 s_2 + s_2^2) \right]}.$$

Mit $\frac{J_b}{J_s} = 3$ und $q = 1,83$ t/m ist $X_1 = 2,72$ t.

Damit entstehen die Eckmomente von $-11,2$ bzw. $-9,2$ tm und ein größtes Balkenmoment von 19,0 tm.

Die Längsbewehrung der Balken und Stiele besteht durchweg aus Rundeisen von 23 mm Stärke, die Bügel sind 6 mm stark. Die Fußgelenke werden durch lotrechte Eisen gebildet, welche in der Mitte des Stieles und der Widerlager eingebettet sind. Die Einzelheiten sind aus dem Querschnitt der Halle und der Ansicht der Steifrahmen (Fig. 2) und aus dem Längenschnitt (Fig. 3) ersichtlich. Die Ausführung erfolgte im Herbst 1912 durch die Betonbauunternehmung Max Emer & Co. in Wien.

Zweischiffige Maschinenhalle in Preßburg.

Die Halle ist 180 m lang und 25,4 m breit (Fig. 4). Das Traggerüst besteht aus 31 dreistieli-

gen Steifrahmen, welche in Abständen von 6,0 m liegen. Das ganze Bauwerk ist durch 3 Fugen in 4 Abschnitte geteilt. Die Fugen befinden sich in der Mitte zwischen zwei Bindern, an denen die Dachbalken als Kragträger mit 3,0 m Ausladung entworfen sind. Die 6 cm starke kreuzweise bewehrte Dachplatte ruht auf Längsbalken, die als

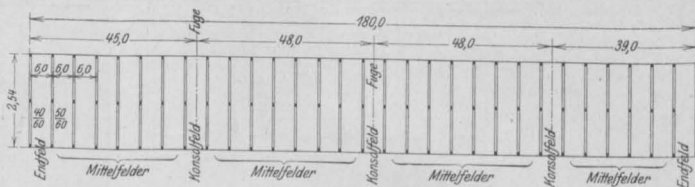


Fig. 4.

Grundriß der Maschinenhalle.

in den Querbalken der Steifrahmen eingespannte Träger mit Voutenverstärkung berechnet erscheinen. Die Steifrahmen bestehen aus je 3 lotrechten Stielen von etwa 11,0 m Höhe und den in der Mittellinie parabolisch gekrümmten Querbalken von je 12,4 m Spannweite.

Als Belastungen kamen in Betracht:

Das Eigengewicht und die Schneebelastung der Dachplatte beträgt 275 kg/m²; das Gewicht der Binder etwa 800 kg/m. Dies ergibt eine lotrechte Belastung von $g = 2,45$ t/m. Der wäge-

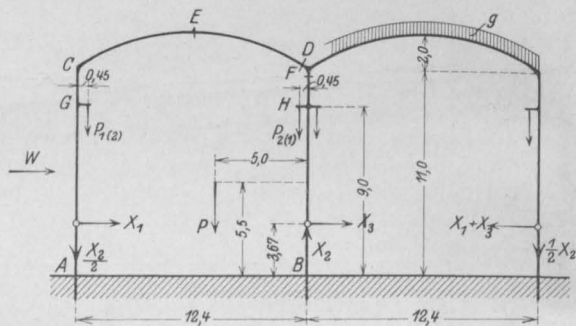


Fig. 5.

Schema der 3 stieligen Steifrahmen.

rechte Winddruck beträgt bei $w = 75$ kg/m² (die Umgebung ist mit höheren Gebäuden verbaut) $W = 5,0$ t auf 1 Steifrahmen. Hierzu kommen die Kranlasten und zwar an Eigengewicht 10 t, an bewegter Last 15 t, so daß bei der ungünstigsten Kranstellung die einseitige Belastung der Säulen $P_1 = 2,5$ und $P_2 = 17,5$ t mit einer Exzentrizität des Lastangriffes hinsichtlich der Mittellinie der Säulen von 0,45 m beträgt (Fig. 5). An 8 Mittelsäulen war außerdem für die Aufnahme eines Konsolkranes vorzusorgen, welcher in 5,5 m Höhe 5,0 m auskragt und $P = 6,5$ t G-samtlast trägt.

Das ganze Steifrahmensystem ist gelenklos ausgebildet, also 6 fach statisch unbestimmt. Da in der Nähe der unteren Drittpunkte der lot-

Temperatur. Die Berechnung der aus den Kranlasten entstehenden Kraftwirkungen erforderte besondere Sorgfalt.

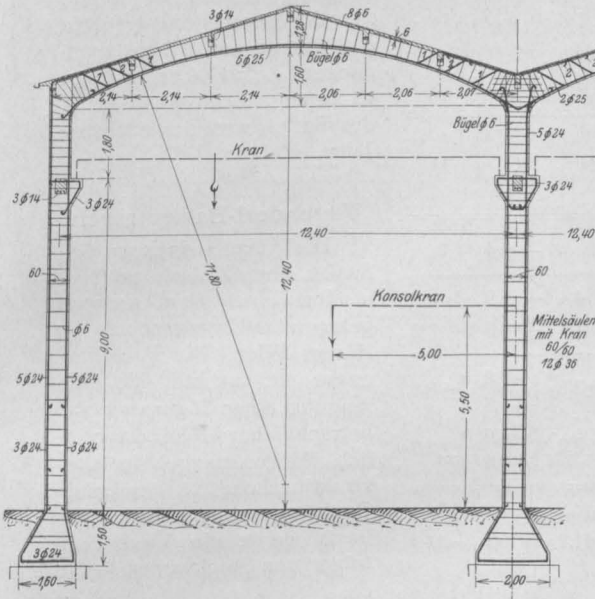


Fig. 6.

Querschnitt der Halle.

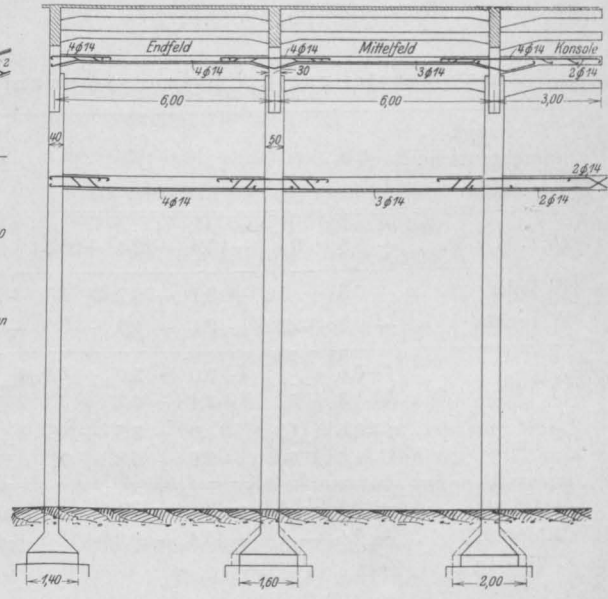


Fig. 7.

Längenschnitt der Halle.

rechten Stiele die Biegemomente Null sind, wurden zur Vereinfachung der Rechnung dort Gelenke angenommen, wodurch die statische Unbestimmtheit auf 3 vermindert wird. Als statisch unbestimmte Größen sind die Seitenschübe X_1 und X_3 in den Gelenken der End- und Mittelsäulen sowie der Auflagerdruck X_2 der Mittelsäule angenommen, wodurch das statisch bestimmte Hauptsystem gegeben ist (Fig. 5). Für die lotrechte Belastung wird wegen der Symmetrie des Steifrahmens $X_3 = 0$ und für diesen Belastungsfall die statische Unbestimmtheit auf 2 vermindert. Die Berechnung für alle Lastfälle erfolgte mit den aus dem Maxwellschen Satz sich ergebenden Bedingungsgleichungen

$$X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} = \sum P_m \delta_{m1} - E J' (\delta_1 - \delta_{1t})$$

$$X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + X_3 \delta_{23} = \sum P_m \delta_{m2} - E J' (\delta_2 - \delta_{2t})$$

$$X_1 \delta_{31} + X_3 \delta_{32} + X_3 \delta_{33} = \sum P_m \delta_{m3} - E J' (\delta_3 - \delta_{3t})$$

Hierin bedeutet δ_{11} die Verschiebung des Angriffspunktes von X_1 durch die Kraft $X_1 = -1$, δ_{12} desgleichen durch $X_2 = -1$ usw. δ_1 bedeutet die Verschiebung des Angriffspunktes von X_1 durch die Belastung, δ_2 jene von X_2 , δ_3 jene von X_3 . δ_{1t} , δ_{2t} und δ_{3t} sind die bezüglichen Einflüsse der

Aus den lotrechten Lasten g ergeben sich
 $X_1 = 0,72 g$ und $X_2 = 13,0 g$,
aus dem Winddruck W

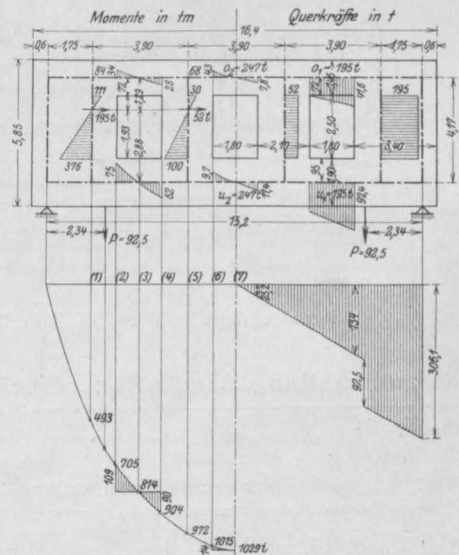


Fig. 8.

Biegemomente, Achsen- und Querkraften im Vierendeelträger Fig. 9.

$X_1 = 0,15 W$, $X_2 = 0,105 W$ und $X_3 = -0,12 W$,
aus den Kranlasten P_1 und P_2

$$X_1 = +0,056 P_1 + 0,001 P_2$$

$$X_2 = -0,055 P_1 + 1,00 P_2$$

$$X_3 = -0,033 P_1 - 0,023 P_2$$

Zusammenstellung der Bieugungsmomente (s. Fig. 5).

Bieugungs- momente tm in: durch:	A	B	C	D	E	F	G	H
g	+ 6,5	0	-12,9	-22,4	+25,8	0	- 9,4	0
W links . . .	- 7,3	- 2,2	+ 8,1	- 6,7	+ 2,7	+ 4,4	+ 5,9	+ 3,2
W rechts . .	- 0,2	+ 2,2	+ 0,4	- 1,9	- 3,3	- 4,4	+ 0,3	- 3,2
P_1 außen . .	$\begin{Bmatrix} +0,6 \\ -1,3 \end{Bmatrix}$	$\pm 1,4$	$\begin{Bmatrix} +0,0 \\ +2,4 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} + 3,0 \\ - 0,7 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} + 0,9 \\ + 3,1 \end{Bmatrix}$	$\pm 3,6$	$\begin{Bmatrix} -0,8 \\ -1,8 \end{Bmatrix}$	$\pm 8,2$
P_1 innen . .	$\begin{Bmatrix} +3,6 \\ -1,8 \end{Bmatrix}$	$\pm 2,2$	$\begin{Bmatrix} +1,0 \\ -2,5 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} + 3,5 \\ + 6,8 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} + 1,7 \\ + 2,2 \end{Bmatrix}$	$\pm 3,2$	$\begin{Bmatrix} -4,9 \\ +2,9 \end{Bmatrix}$	$\pm 2,7$
Maximum . .	+10,1	+ 4,4	- 2,4	-12,1	+33,8	+11,2	+ 1,2	+14,1
Minimum . .	- 2,6	- 4,4	-15,4	-29,8	+22,5	-11,2	-16,1	-14,1

Hierzu treten in 8 Steifrahmen die bedeutenden Kraftwirkungen aus dem Konsolkran mit der Last P .

Die Einzelheiten des Steifrahmens sind aus dem Querschnitt und Längenschnitt der Halle (Fig. 6 u. 7) ersichtlich. Die Berechnung erfolgte auf Grund der Höchstspannungen $\sigma_e = 1200$ und $\sigma_b = 45 \text{ kg/cm}^2$. Die Ausführung des Baues wird im nächsten Jahre erfolgen.

Vierendeel-Balkenträger.

Die Anlage eines großen Saales ohne Zwischenstützen in dem unter Straßenniveau gelegenen Untergeschoß im Hause Wien, IX, Porzellangasse 19 machte die Abfangung einer Hofmauer von beträchtlicher Höhe erforderlich. Wegen mangelnder Konstruktionshöhe zwischen Deckenunterkante bis Fensterbasis wurde ein Vierendeel-träger von Stockwerkshöhe in

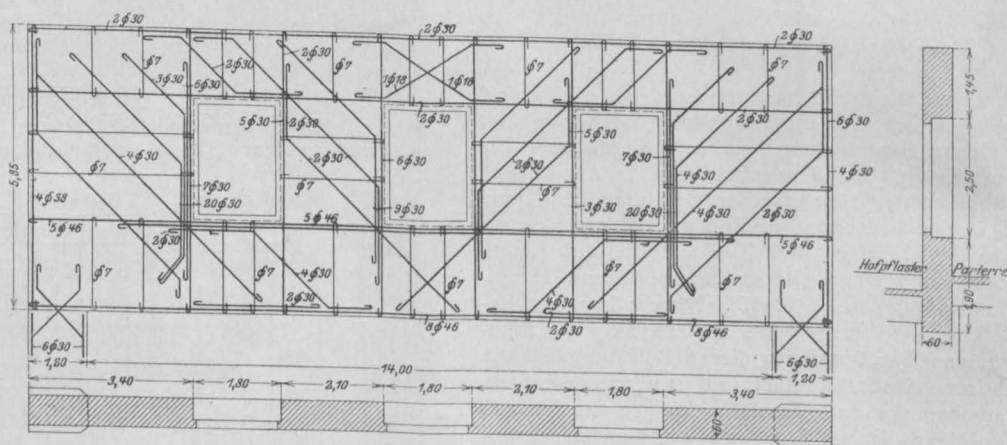


Abb. 9.

Vierendeelträger in Wien, IX, Porzellangasse 19. Ansicht, Querschnitt und Grundriß.

Zusammenstellung der Auflagerdrücke:

Auflager- drücke in t von:	g	W		P_1		Maxi- mum
		links	rechts	innen	außen	
in A	+14,4	- 0,9	+0,1	$\begin{Bmatrix} +18,5 \\ + 0,5 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} + 2,6 \\ + 0,1 \end{Bmatrix}$	+ 33,5
B	32,0	- 0,8	+0,8	$\begin{Bmatrix} + 1,5 \\ + 1,5 \end{Bmatrix}$	$\begin{Bmatrix} +17,4 \\ +17,4 \end{Bmatrix}$	+ 67,6

Aussicht genommen. Der Träger ruht frei auf Eisenbetonsäulen von $1,2 \times 0,9 \text{ m}$ Querschnitt auf und überspannt eine Lichtweite von $14,0 \text{ m}$. Die theoretische Spannweite beträgt $15,2 \text{ m}$. Der Träger ist $5,85 \text{ m}$ hoch und $0,60 \text{ m}$ dick, besitzt drei Fenster-ausnehmungen $1,8 \times 2,50 \text{ m}$, einen $1,90 \text{ m}$ hohen Untergurt und einen $1,45 \text{ m}$ hohen Obergurt. Die Endpfosten sind $3,40 \text{ m}$ breit, die Mittelpfosten $2,10 \text{ m}$.

Die Belastung besteht aus dem Eigengewicht

sichtlich. Die Ausführung erfolgte im Sommer 1912 durch die Betonbauunternehmung Ad. Baron Pittel in Wien.

Von zahlreichen anderen ähnlichen Tragwerken sei der große Vierendeelträger im Bau des Giro- und Kassenvereins in Wien erwähnt (Fig. 11). Dieser besitzt eine Stützweite von 20,5 m, eine Länge von 22,5 m, eine Höhe von 5,1 m und trägt eine gleichmäßig verteilte Last von 6,0 t/m, zusammen 135 t. Das Tragwerk hat 6 lotrechte Pfosten von 2,0 m Breite und 5 rechteckige Aus-

nehmungen von $2,1 \times 3,0$ m. Eine Übersicht der Biegemomente, Quer- und Längskräfte sowie das Schema der Formänderungen zeigt die Fig. 10. Die Längs- und Schrägbewehrung besteht aus 34 mm dicken Rundeisen, die Bügel sind 10 mm stark. Die Dicke des Tragwerkes, welches im Obergurt durch eine anschließende Massivdecke seitlich versteift ist, beträgt 25 cm. Die Ausführung erfolgt im nächsten Jahre von der Betonbauunternehmung G. A. Wayß in Wien.

(Schluß folgt.)

EIN BEITRAG ZUR THEORIE DER STOCKWERKBINDER.

Von Dipl.-Ing. Hans Leitner

Oberingenieur der Firma Max Pommer (Leipzig).

Im folgenden soll eine Theorie der Stockwerkbinder entwickelt werden, die über eine längere Ableitung zu verhältnismäßig einfachen Beziehungen führt und es ermöglicht, solche Tragwerke im Zusammenhang ohne viel Zeitverlust zu berechnen. Im Vergleich mit anderen Berechnungsarten ist diese Theorie immerhin etwas umständlich, sie führt jedoch zu Resultaten, die den tatsächlichen Beanspruchungsverhältnissen weit näher kommen als diejenigen, die von der nichtzutreffenden Voraussetzung gelenkiger Auflagerung oder voller Einspannung der Binderfüße in der Höhe der Stockwerke ausgehen. Daß eine auf Grund einer solchen Näherungsrechnung durchgeführte Dimensionierung dem Kräfte-spiel nicht entsprechen kann und zu Konstruktionsfehlern Anlaß geben muß, ist wohl ohne weiteres einleuchtend.

Man sollte deshalb bei der Ausführung von Stockwerkbindern die geringe Mehrarbeit nicht scheuen und den gegenseitigen Einfluß der Binder aufeinander berücksichtigen.

Die Berechnung derartiger statisch unbestimmter Systeme kann auf verschiedene Weise erfolgen. Die Schwierigkeit besteht darin, einen Weg zu finden, der für die Praxis verwendbar ist,

das heißt, das statisch bestimmte Hauptsystem so zu wählen, daß jede Elastizitätsgleichung möglichst wenig statisch Überzählige enthält. Gleichungen mit vielen Unbekannten erfordern eine große Genauigkeit der Rechnung, ihre Auswertung ist sehr zeitraubend. Eine Theorie, die auf solche Gleichungen führt, kommt für den allgemeinen Gebrauch nicht in Betracht.

Das Hauptsystem, von dem hier ausgegangen werden soll, besteht aus übereinandergestellten Dreigelenkbogen. Es entsteht aus dem statisch unbestimmten System, durch Einfügen von Gelenken an den Fußpunkten der Stiele und in den Mitten der horizontalen Stäbe. An diesen Gelenken wirken als äußere Beanspruchungen die statisch unbestimmten Momente (X), die in richtiger, aus den Elastizitätsgleichungen sich ergebender Größe eingeführt, den Anfangszustand wiederherstellen. In jedem Stockwerk sind 3 Gelenke anzubringen. Ein System von n Stockwerken ist demnach $3n$ -fach statisch unbestimmt.

Bei der Berechnung werden folgende Voraussetzungen gemacht: der Elastizitätskoeffizient E ist konstant, vom geringen Einfluß der Normalkräfte auf die Formänderungsarbeit wird, wie üblich, abgesehen, die verschiedenen Querschnittsgrößen der Stäbe sollen in ihren Trägheitsmomenten berücksichtigt werden, doch wird angenommen, daß die Querschnitte und Trägheitsmomente des linken und des rechten Stiels im selben Stockwerke einander gleich seien, eine Annahme, die wohl in der Regel zutreffen wird.

Das zu behandelnde Bindersystem habe n Stockwerke (Fig. 1). H_1, H_2, \dots, H_n seien die Stockwerkshöhen, $J_{H_1}, J_{H_2}, \dots, J_{H_n}$ die Trägheitsmomente der Stiele, L sei die Riegelänge, $J_{L_1}, J_{L_2}, \dots, J_{L_n}$ die Trägheitsmomente der Riegel. Die zur Berechnung nötigen Verhältniszahlen $k = \frac{H_1}{J_{H_1}}$,

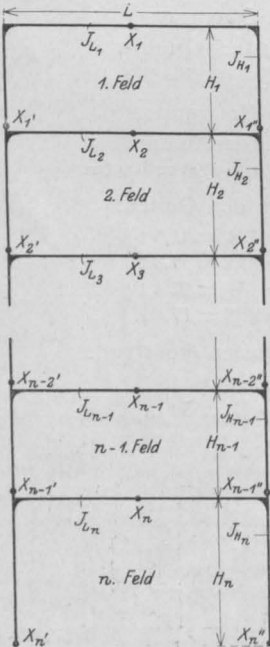


Fig. 1.

$$k \frac{H_2}{J_{H_2}}, \dots, k \frac{H_n}{J_{H_n}} \text{ und } k \frac{L_1}{J_{L_1}}, k \frac{L_2}{J_{L_2}}, \dots, k \frac{L_n}{J_{L_n}}$$

sollen der Kürze halber mit h_1, h_2, \dots, h_n und l_1, l_2, \dots, l_n bezeichnet werden. Die im r . Felde angreifenden 3 statisch unbestimmten Momente sollen X_r, X_r' und X_r'' genannt werden, wobei X_r das in der Riegelmitte, X_r' und X_r'' die am linken und rechten Fußpunkte der Stiele angreifenden Momente bedeuten.

Die Bedingungsgleichungen, denen die statisch überzähligen Momente entsprechen müssen, lauten ganz allgemein:

$$\left. \begin{aligned} X_1 \vartheta_{11} + X_1' \vartheta_{11'} + X_1'' \vartheta_{11''} + X_2 \vartheta_{12} + X_2' \vartheta_{12'} + X_2'' \vartheta_{12''} + \dots + X_n \vartheta_{1n} + X_n' \vartheta_{1n'} + X_n'' \vartheta_{1n''} &= \sum P_m \vartheta_{1m} + \vartheta_{1t} + \vartheta_{1w} \\ X_1 \vartheta_{1'1} + X_1' \vartheta_{1'1'} + X_1'' \vartheta_{1'1''} + X_2 \vartheta_{1'2} + X_2' \vartheta_{1'2'} + X_2'' \vartheta_{1'2''} + \dots + X_n \vartheta_{1'n} + X_n' \vartheta_{1'n'} + X_n'' \vartheta_{1'n''} &= \sum P_m \vartheta_{1'm} + \vartheta_{1't} + \vartheta_{1'w} \\ X_1 \vartheta_{1''1} + X_1' \vartheta_{1''1'} + X_1'' \vartheta_{1''1''} + X_2 \vartheta_{1''2} + X_2' \vartheta_{1''2'} + X_2'' \vartheta_{1''2''} + \dots + X_n \vartheta_{1''n} + X_n' \vartheta_{1''n'} + X_n'' \vartheta_{1''n''} &= \sum P_m \vartheta_{1''m} + \vartheta_{1''t} + \vartheta_{1''w} \\ &\vdots \\ X_1 \vartheta_{n1} + X_1' \vartheta_{n1'} + X_1'' \vartheta_{n1''} + X_2 \vartheta_{n2} + X_2' \vartheta_{n2'} + X_2'' \vartheta_{n2''} + \dots + X_n \vartheta_{nn} + X_n' \vartheta_{nn'} + X_n'' \vartheta_{nn''} &= \sum P_m \vartheta_{nm} + \vartheta_{nt} + \vartheta_{nw} \\ X_1 \vartheta_{n'1} + X_1' \vartheta_{n'1'} + X_1'' \vartheta_{n'1''} + X_2 \vartheta_{n'2} + X_2' \vartheta_{n'2'} + X_2'' \vartheta_{n'2''} + \dots + X_n \vartheta_{n'n} + X_n' \vartheta_{n'n'} + X_n'' \vartheta_{n'n''} &= \sum P_m \vartheta_{n'm} + \vartheta_{n't} + \vartheta_{n'w} \end{aligned} \right\} \quad (I)$$

worin

$\vartheta_{r,s}$ den Einfluß der alleinigen Ursache $X_s = -1$ auf den Weg ϑ_r ,

$\sum P_m \vartheta_{r,m}$ den Einfluß der Belastung auf den Weg ϑ_r ,

$\vartheta_{r,t}$ den Einfluß einer Änderung der dem spannungslosen Anfangszustand entsprechenden Temperatur des statisch bestimmten Hauptsystems auf den Weg ϑ_r und

$\vartheta_{r,w}$ den Einfluß von Verschiebungen der Stützpunkte des Systems auf den Weg ϑ_r

bedeuten.

Es handelt sich nun vor allem darum, dieses komplizierte System von $3n$ Gleichungen zu vereinfachen. Im weiteren Verlauf der Abhandlung sollen die Summen auf den rechten Seiten der Gleichungen (I) der Reihe nach mit $S_1, S_1', S_1'', S_2, S_2', \dots, S_n, S_n', S_n''$ bezeichnet werden.

Die Ausdrücke $\sum P_m \vartheta_{rm}$ ergeben sich aus dem Ansatz:

$$\sum P_m \vartheta_{rm} = \int M_m M_r \frac{ds}{EJ} \dots \quad (I)$$

worin

M_r die Größe des Moments im Hauptsystem, hervorgerufen durch die alleinige Ursache $X_r = -1$, und

M_m die Größe des Moments im Hauptsystem, hervorgerufen durch die Belastung, bedeutet.

Die Koeffizienten von X auf den linken Seiten der Gleichungen (I), die Verschiebungen ϑ , ergeben sich aus dem Ansatz:

$$\vartheta_{rs} = \int M_r M_s \frac{ds}{EJ} \dots \quad (2)$$

worin

M_s die Größe des Moments im Hauptsystem, hervorgerufen durch die Ursache $X_s = -1$, bedeutet.

Um das Folgende anschaulicher zu machen, sind in der Fig. 2 die Momentenbilder im Hauptsystem für die Zustände $X_1 = -1, X_1' = -1, X_1'' = -1, X_2 = -1, \dots, X_n = -1$ wiedergegeben. Als positiver Drehungssinn wurde für die statisch unbestimmten Momente jener angenommen, der die Stiele an der Innenseite und die Riegel an der unteren Seite auf Zug beansprucht. Aus diesen Skizzen geht hervor, daß die Koeffizienten ϑ der 1. Gleichung des Systemes I mit Ausnahme von $\vartheta_{11}, \vartheta_{11'}$ und $\vartheta_{11''}$ verschwinden, weil die Momente des Zustandes $X_1 = -1$ nur mit den Momenten der Zustände $X_1 = -1, X_1' = -1$ und $X_1'' = -1$ gleichzeitig an denselben Binderstäben auftreten, nicht aber mit den Momenten der übrigen Zustände $X_2 = -1, X_2' = -1, \dots, X_n = -1$. Dieses gleichzeitige Auftreten von Momenten an demselben Binderstab bedeutet aber, daß das Integral der Gleichung (2) und somit auch ϑ einen von Null verschiedenen Wert annimmt. Die linke Seite der 1. Gleichung des Systemes I besteht daher nur aus 3 Gliedern.

Aus den ähnlichen Gründen haben von den Koeffizienten der 2. Gleichung $\vartheta_{1'1'}, \vartheta_{1'1''}, \vartheta_{1'1''}, \dots$,

$\delta_{1'2''}$ einen von Null verschiedenen Wert, während die Größen $\delta_{1'3}$, $\delta_{1'3'}$, . . . , $\delta_{1'n'}$ verschwinden. Die linke Seite der 2. Gleichung besteht demnach aus 6 Gliedern. Ebenso besteht auch die linke

$(3n - 1)$ ten und $(3n)$ ten Gleichung, deren linke Seiten je 5 Glieder besitzen.

Aus der Fig. 2 ergibt sich weiter, daß einige Verschiebungen einander paarweise gleich sind.

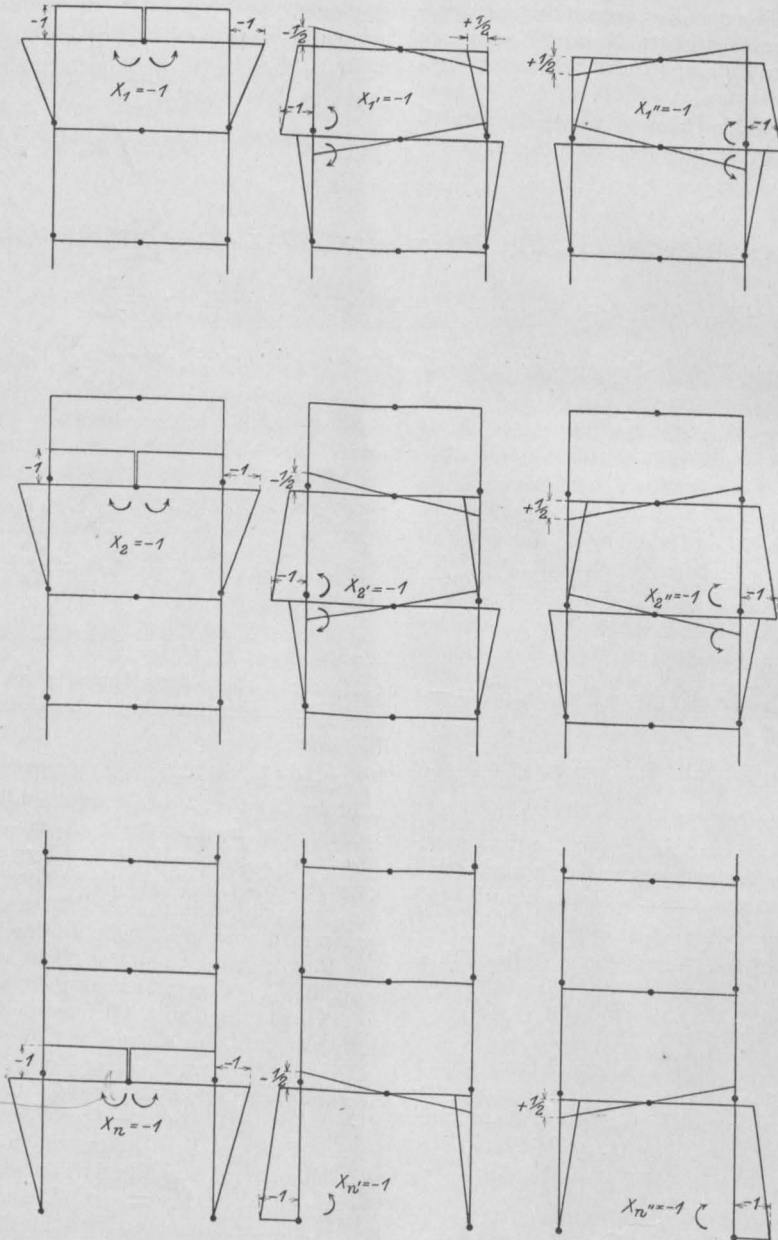


Fig. 2.

Seite der 3. Gleichung aus 6 Gliedern, jene der 4. aus 5, der 5. und 6. aus je 8 Gliedern und so gesetzmäßig fort. Stets folgen einer Gleichung zu 5 zwei zu je 8 Gliedern bis zur $(3n - 2)$ ten,

Dies liegt in der Symmetrie der Momentenflächen, die von den Überzähligen an den Stelfüßen links und rechts stammen.

Es ist:

$$\begin{array}{cccccc} \delta_{11'} = \delta_{11''}, & \delta_{21'} = \delta_{21''}, & \delta_{1'1'} = \delta_{1''1''}, & \delta_{1'2'} = \delta_{1''2''}, & \delta_{1'2'} = \delta_{1''2''}, \\ \delta_{22'} = \delta_{22''}, & \delta_{32'} = \delta_{32''}, & \delta_{2'2'} = \delta_{2''2''}, & \delta_{2'3'} = \delta_{2''3''}, & \delta_{2'3'} = \delta_{2''3''}, \\ \delta_{33'} = \delta_{33''}, & \delta_{43'} = \delta_{43''}, & \delta_{3'3'} = \delta_{3''3''}, & \delta_{3'4'} = \delta_{3''4''}, & \delta_{3'4'} = \delta_{3''4''}, \end{array}$$

Aus diesen beiden Erwägungen und mit Berücksichtigung des Maxwell'schen Satzes von der Vertauschbarkeit der Indices der Verschiebungen nehmen die Gleichungen (I) folgende Form an:

$$\left. \begin{array}{l} \delta_{11} X_1 + \delta_{11'} X_{1'} + \delta_{11''} X_{1''} = S_1 \\ \delta_{1'1} X_1 + \delta_{1'1'} X_{1'} + \delta_{1'1''} X_{1''} + \delta_{1'2} X_2 + \delta_{1'2'} X_{2'} + \delta_{1'2''} X_{2''} = S_{1'} \\ \delta_{1''1} X_1 + \delta_{1''1'} X_{1'} + \delta_{1''1''} X_{1''} + \delta_{1''2} X_2 + \delta_{1''2'} X_{2'} + \delta_{1''2''} X_{2''} = S_{1''} \\ \delta_{12} X_1 + \delta_{12'} X_{1'} + \delta_{12''} X_{1''} + \delta_{22} X_2 + \delta_{22'} X_{2'} + \delta_{22''} X_{2''} = S_2 \\ \delta_{1'2} X_1 + \delta_{1'2'} X_{1'} + \delta_{1'2''} X_{1''} + \delta_{2'2} X_2 + \delta_{2'2'} X_{2'} + \delta_{2'2''} X_{2''} + \delta_{2'3} X_3 + \delta_{2'3'} X_{3'} + \delta_{2'3''} X_{3''} = S_{2'} \\ \delta_{1''2} X_1 + \delta_{1''2'} X_{1'} + \delta_{1''2''} X_{1''} + \delta_{2''2} X_2 + \delta_{2''2'} X_{2'} + \delta_{2''2''} X_{2''} + \delta_{2''3} X_3 + \delta_{2''3'} X_{3'} + \delta_{2''3''} X_{3''} = S_{2''} \\ \delta_{23} X_2 + \delta_{23'} X_{2'} + \delta_{23''} X_{2''} + \delta_{33} X_3 + \delta_{33'} X_{3'} + \delta_{33''} X_{3''} = S_3 \\ \vdots \\ \delta_{n-1'n} X_{n-1'} + \delta_{n-1'n'} X_{n-1'} + \delta_{nn} X_n + \delta_{nn'} X_{n'} + \delta_{nn''} X_{n''} = S_n \\ \delta_{n-1'n'} X_{n-1'} + \delta_{n-1'n''} X_{n-1''} + \delta_{nn'} X_n + \delta_{nn'} X_{n'} + \delta_{nn''} X_{n''} = S_{n'} \\ \delta_{n-1'n''} X_{n-1''} + \delta_{n-1'n'} X_{n-1'} + \delta_{nn'} X_n + \delta_{nn''} X_{n''} + \delta_{nn''} X_{n''} = S_{n''} \end{array} \right\} \quad (II)$$

Dieses System enthält noch immer Gleichungen mit 8 Unbekannten. Es zerfällt jedoch durch eine algebraische Umgestaltung in 3 einfache Gleichungsreihen.

Wir entwickeln die 1. Gleichungsreihe, indem wir im System II die 3. Gleichung von der 2., die 5. von der 6., die 8. von der 9. Gleichung usw. abziehen.

Dieser Vorgang ergibt:

$$\left. \begin{array}{l} (\delta_{1'1'} - \delta_{1'1''})(X_{1'} - X_{1''}) + (\delta_{1'2'} - \delta_{1'2''})(X_{2'} - X_{2''}) = S_{1'} - S_{1''} \\ (\delta_{1'2'} - \delta_{1'2''})(X_{1'} - X_{1''}) + (\delta_{2'2'} - \delta_{2'2''})(X_{2'} - X_{2''}) + (\delta_{2'3'} - \delta_{2'3''})(X_{3'} - X_{3''}) = S_{2'} - S_{2''} \\ (\delta_{2'3'} - \delta_{2'3''})(X_{2'} - X_{2''}) + (\delta_{3'3'} - \delta_{3'3''})(X_{3'} - X_{3''}) + (\delta_{3'4'} - \delta_{3'4''})(X_{4'} - X_{4''}) = S_{3'} - S_{3''} \\ \vdots \\ (\delta_{n-2'n-1'} - \delta_{n-2'n-1''})(X_{n-2'} - X_{n-2''}) + (\delta_{n-1'n-1'} - \delta_{n-1'n-1''})(X_{n-1'} - X_{n-1''}) \\ \quad + (\delta_{n-1'n'} - \delta_{n-1'n''})(X_{n'} - X_{n''}) = S_{n-1'} - S_{n-1''} \\ (\delta_{n-1'n'} - \delta_{n-1'n''})(X_{n-1'} - X_{n-1''}) + (\delta_{n'n'} - \delta_{n'n''})(X_{n'} - X_{n''}) = S_{n'} - S_{n''} \end{array} \right\} \quad (III)$$

Die Unbekannten dieser Gleichungsreihe sind nicht die Überzähligen selbst, sondern ihre eingeklammerten Differenzen. Die Gleichungen sind ähnlich wie die Clapeyronschen Gleichungen gebaut. Es kommen nie mehr als 3 Unbekannte in einer Gleichung vor.

Die 2. Gleichungsreihe erhalten wir, indem wir die Werte von X_1, X_2, X_3, \dots usw. aus der 1., 4., 7., . . . Gleichung des Systems II anschreiben.

Es ist:

$$\left. \begin{array}{l} X_1 = \frac{S_1}{\delta_{11}} - \frac{\delta_{11'}}{\delta_{11}} (X_{1'} + X_{1''}) \\ X_2 = \frac{S_2}{\delta_{22}} - \frac{\delta_{21'}}{\delta_{22}} (X_{1'} + X_{1''}) - \frac{\delta_{22'}}{\delta_{22}} (X_{2'} + X_{2''}) \\ X_3 = \frac{S_3}{\delta_{33}} - \frac{\delta_{32'}}{\delta_{33}} (X_{2'} + X_{2''}) - \frac{\delta_{33'}}{\delta_{33}} (X_{3'} + X_{3''}) \\ \vdots \\ X_n = \frac{S_n}{\delta_{nn}} - \frac{\delta_{n-1'n}}{\delta_{nn}} (X_{n-1'} + X_{n-1''}) - \frac{\delta_{nn'}}{\delta_{nn}} (X_{n'} + X_{n''}) \end{array} \right\} \quad (IV)$$

Die eingeklammerten Summen sind bekannt. Sie gehen aus der im folgenden zu entwickelnden 3. Gleichungsreihe hervor, so daß dieses System aus einzelnen Gleichungen mit je 1 Unbekannten besteht.

Die 3. Gleichungsreihe erhalten wir, indem wir die eben gefundenen Werte für $X_1, X_2, X_3, X_4, \dots$ in die 2. und 3., 5. und 6., 8. und 9., . . . Zeile der Gleichungen (II) einführen und diese Gleichungspaare addieren.

$$\begin{aligned}
 & \left[d_{11'} + d_{11''} - 2 \frac{d_{11'}^2}{d_{11}} \right] (X_{1'} + X_{1''}) + \left[d_{12'} + d_{12''} - 2 \frac{d_{12'}^2}{d_{12}} \right] (X_{2'} + X_{2''}) + \left[d_{13'} + d_{13''} - 2 \frac{d_{13'}^2}{d_{13}} \right] (X_{3'} + X_{3''}) \\
 & = S_{2'} + S_{2''} - 2 \frac{d_{22'}^2}{d_{22}} S_2 - 2 \frac{d_{23'}^2}{d_{23}} S_3 \\
 & \left[d_{22'} + d_{22''} - 2 \frac{d_{22'}^2}{d_{22}} \right] (X_{2'} + X_{2''}) + \left[d_{23'} + d_{23''} - 2 \frac{d_{23'}^2}{d_{23}} \right] (X_{3'} + X_{3''}) \\
 & = S_{3'} + S_{3''} - 2 \frac{d_{33'}^2}{d_{33}} S_3 - 2 \frac{d_{34'}^2}{d_{34}} S_4 \\
 & \left[d_{23'} + d_{23''} - 2 \frac{d_{23'}^2}{d_{23}} \right] (X_{2'} + X_{2''}) + \left[d_{33'} + d_{33''} - 2 \frac{d_{33'}^2}{d_{33}} \right] (X_{3'} + X_{3''}) \\
 & = S_{4'} + S_{4''} - 2 \frac{d_{44'}^2}{d_{44}} S_4 \\
 & \left[d_{12'} + d_{12''} - 2 \frac{d_{12'}^2}{d_{12}} \right] (X_{1'} + X_{1''}) + \left[d_{13'} + d_{13''} - 2 \frac{d_{13'}^2}{d_{13}} \right] (X_{2'} + X_{2''}) + \left[d_{14'} + d_{14''} - 2 \frac{d_{14'}^2}{d_{14}} \right] (X_{3'} + X_{3''}) \\
 & = S_{1'} + S_{1''} - 2 \frac{d_{11'}^2}{d_{11}} S_1 - 2 \frac{d_{12'}^2}{d_{12}} S_2 - 2 \frac{d_{13'}^2}{d_{13}} S_3 \\
 & \left[d_{13'} + d_{13''} - 2 \frac{d_{13'}^2}{d_{13}} \right] (X_{1'} + X_{1''}) + \left[d_{23'} + d_{23''} - 2 \frac{d_{23'}^2}{d_{23}} \right] (X_{2'} + X_{2''}) + \left[d_{33'} + d_{33''} - 2 \frac{d_{33'}^2}{d_{33}} \right] (X_{3'} + X_{3''}) \\
 & = S_{1'} + S_{1''} - 2 \frac{d_{11'}^2}{d_{11}} S_1 - 2 \frac{d_{12'}^2}{d_{12}} S_2 - 2 \frac{d_{13'}^2}{d_{13}} S_3 \\
 & \left[d_{14'} + d_{14''} - 2 \frac{d_{14'}^2}{d_{14}} \right] (X_{1'} + X_{1''}) + \left[d_{24'} + d_{24''} - 2 \frac{d_{24'}^2}{d_{24}} \right] (X_{2'} + X_{2''}) + \left[d_{34'} + d_{34''} - 2 \frac{d_{34'}^2}{d_{34}} \right] (X_{3'} + X_{3''}) \\
 & = S_{1'} + S_{1''} - 2 \frac{d_{11'}^2}{d_{11}} S_1 - 2 \frac{d_{12'}^2}{d_{12}} S_2 - 2 \frac{d_{13'}^2}{d_{13}} S_3 - 2 \frac{d_{14'}^2}{d_{14}} S_4 \\
 & \left[d_{24'} + d_{24''} - 2 \frac{d_{24'}^2}{d_{24}} \right] (X_{2'} + X_{2''}) + \left[d_{34'} + d_{34''} - 2 \frac{d_{34'}^2}{d_{34}} \right] (X_{3'} + X_{3''}) \\
 & = S_{1'} + S_{1''} - 2 \frac{d_{11'}^2}{d_{11}} S_1 - 2 \frac{d_{12'}^2}{d_{12}} S_2 - 2 \frac{d_{13'}^2}{d_{13}} S_3 - 2 \frac{d_{14'}^2}{d_{14}} S_4 \\
 & \left[d_{34'} + d_{34''} - 2 \frac{d_{34'}^2}{d_{34}} \right] (X_{3'} + X_{3''}) \\
 & = S_{1'} + S_{1''} - 2 \frac{d_{11'}^2}{d_{11}} S_1 - 2 \frac{d_{12'}^2}{d_{12}} S_2 - 2 \frac{d_{13'}^2}{d_{13}} S_3 - 2 \frac{d_{14'}^2}{d_{14}} S_4
 \end{aligned}$$

Dieses System ist ähnlich gebaut wie das erste. Die Unbekannten sind die eingeklammerten Summen. Die Koeffizienten der Unbekannten der drei Systeme lassen sich weiter auswerten, indem die Verschiebungen durch die Längenabmessungen und die Trägheitsmomente der Binderstäbe ausgedrückt werden. Wie schon oben ausgeführt wurde, ist

$$\delta_{rs} = \int \frac{M_r M_s ds}{E J}$$

und

$$\sum P_m \delta_{rm} = \int \frac{M_r M_m ds}{E J}$$

Die M_r - und M_s -Linien sind, wie die Fig. 2 zeigt, Gerade, die M_m -Linien Gerade oder Kurven. Es sei allgemein die M_r -Linie eine Gerade (siehe Fig. 3), deren Endordinaten Y_1 und Y_2 sind, die M_s - oder M_m -Linie sei von beliebiger Gestalt, dann ist*)

$$\int_0^l M_r M_{s(m)} ds = \frac{1}{l} [Y_1 \mathfrak{S}_2 + Y_2 \mathfrak{S}_1] \dots 3)$$

worin \mathfrak{S}_1 und \mathfrak{S}_2 die statischen Momente der $M_{s(m)}$ -Fläche in bezug auf die durch die Endpunkte des Stabstückes l rechtwinklig zu l angenommenen Achsen 1—1' und 2—2' bedeuten. Für den vorliegenden Fall, bei dem die Momentenflächen Dreiecke, Rechtecke, Trapeze und durch Parabeln begrenzte Flächen sind, ergibt die Auswertung des oben gegebenen Ansatzes für die möglichen Kombinationen folgende einfache Formeln, die in Fig. 4 ersichtlich sind.

Zur Berechnung der Verschiebungen δ werden nun die in Fig. 2 wiedergegebenen Momentenflächen für die zwei entsprechenden Zustände mit Hilfe der angegebenen Formeln zusammengefaßt.

Für die Verschiebung $\delta_{11'}$ z. B. sind die Momentenflächen der Zustände $X_1 = -1$ und $X_{1'} = -1$ zu kombinieren. Das ergibt für den linken Stiel des obersten Binders die Verbindung eines Dreiecks mit einem Trapez, für den rechten Stiel die zweier Dreiecke. Zur Auswertung des Integralanteils der beiden Riegelhälften kommt eine Rechtecksfläche mit einer positiven und der gleichen

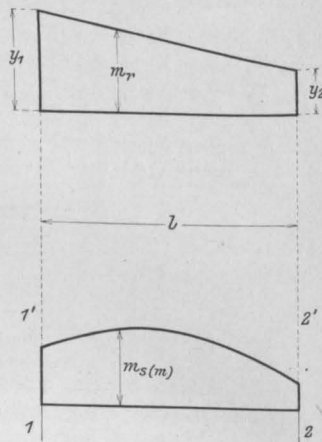


Fig. 3.

*) Müller-Breslau: „Statik der Baukonstruktionen“ Bd. 2 II. Abt. S. 100.

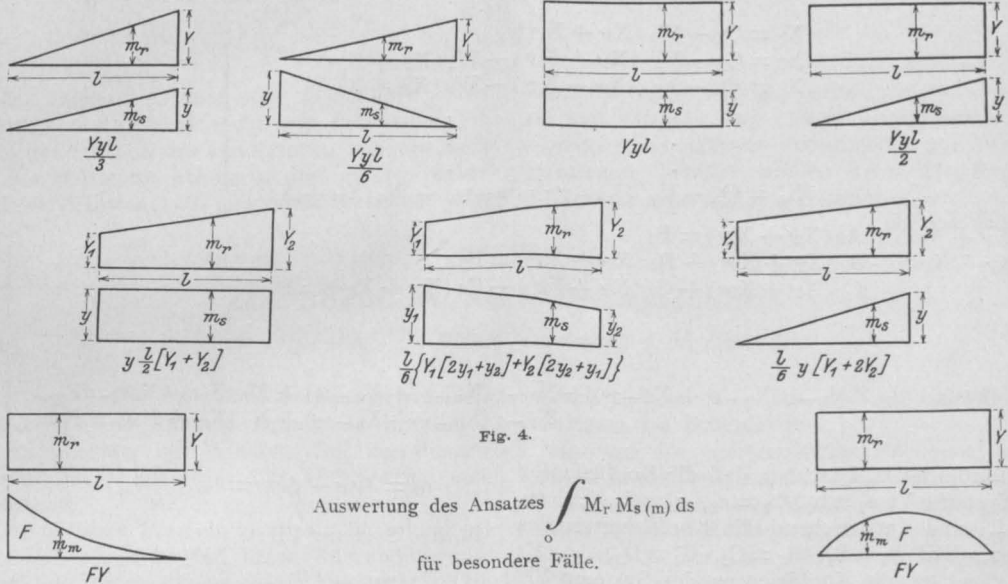
negativen Dreiecksfläche in Betracht. Die Werte für beide Hälften sind einander entgegengesetzt gleich und geben in ihrer Summe Null. Es ist demnach

$$\text{vom linken Stiel} \dots\dots\dots + \frac{h_1}{6} \cdot 1 \left[1 + 2 \cdot \frac{1}{2} \right] = + \frac{h_1}{3},$$

$$\text{vom rechten Stiel} \dots\dots\dots - \frac{1 \cdot \frac{1}{2} \cdot h_1}{3} = - \frac{h_1}{6},$$

$$\text{vom Riegel} \dots\dots\dots 0,$$

$$\delta_{11'} = + \frac{h_1}{6}.$$



Auf diese Weise wurden auch die übrigen Verschiebungen berechnet. Hier die Ergebnisse:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= + \frac{2}{3} h_1 + l_1, & \delta_{22} &= + \frac{2}{3} h_2 + l_2, & \delta_{n-1,n-1} &= + \frac{2}{3} h_{n-1} + l_{n-1}, \\ \delta_{11'} &= + \frac{h_1}{6}, & \delta_{22'} &= + \frac{h_2}{6}, & \delta_{n-1,n-1'} &= + \frac{h_{n-1}}{6}, \\ \delta_{1'1'} &= + \frac{2}{3} h_1 + \frac{1}{6} h_2 + \frac{1}{12} (l_1 + l_2), & \delta_{2'2'} &= + \frac{2}{3} h_2 + \frac{1}{6} h_3 + \frac{1}{12} (l_2 + l_3), & \delta_{n-1',n-1'} &= + \frac{2}{3} h_{n-1} + \frac{1}{12} (l_{n-1} + l_n), \\ \delta_{1'1''} &= - \frac{1}{3} h_1 + \frac{1}{6} h_2 - \frac{1}{12} (l_1 + l_2), & \delta_{2'2''} &= - \frac{1}{3} h_2 + \frac{1}{6} h_3 - \frac{1}{12} (l_2 + l_3), & \delta_{n-1',n-1''} &= - \frac{1}{3} h_{n-1} + \frac{1}{6} h_n - \frac{1}{12} (l_{n-1} + l_n), \\ \delta_{1'2} &= + \frac{1}{3} h_2, & \delta_{2'3} &= + \frac{1}{3} h_3, & \delta_{n-1',n} &= + \frac{1}{3} h_n, \\ \delta_{1'2'} &= + \frac{1}{12} h_2 - \frac{1}{12} l_2, & \delta_{2'3'} &= + \frac{1}{12} h_3 - \frac{1}{12} l_3, & \delta_{n-1',n'} &= + \frac{1}{12} h_n - \frac{1}{12} l_n, \\ \delta_{1'2''} &= + \frac{1}{12} h_2 + \frac{1}{12} l_2, & \delta_{2'3''} &= + \frac{1}{12} h_3 + \frac{1}{12} l_3, & \delta_{n-1',n''} &= + \frac{1}{12} h_n + \frac{1}{12} l_n, \\ \delta_{nn} &= + \frac{2}{3} h_n + l_n, & \delta_{nn'} &= + \frac{h_n}{6}, & \delta_{nn''} &= + \frac{2}{3} h_n + \frac{1}{12} l_n, \\ \delta_{n'n'} &= + \frac{2}{3} h_n + \frac{1}{12} l_n, & \delta_{n'n''} &= - \frac{1}{3} h_n - \frac{1}{12} l_n. \end{aligned}$$

Die errechneten δ -Werte sollen nun in die Koeffizienten der 3 Gleichungsreihen eingeführt werden. Der größeren Übersichtlichkeit halber erscheint es zweckmäßig, die 3 Systeme in der folgenden abgekürzten Form niederzuschreiben.

$$\left. \begin{aligned} a_1 (X_{1'} - X_{1''}) + a_2 (X_{2'} - X_{2''}) &= S_{1'} - S_{1''} \\ b_1 (X_{1'} - X_{1''}) + b_2 (X_{2'} - X_{2''}) + b_3 (X_{3'} - X_{3''}) &= S_{2'} - S_{2''} \\ c_2 (X_{2'} - X_{2''}) + c_3 (X_{3'} - X_{3''}) + c_4 (X_{4'} - X_{4''}) &= S_{3'} - S_{3''} \\ &\vdots \\ m_{n-2} (X_{n-2'} + X_{n-2''}) + m_{n-1} (X_{n-1'} - X_{n-1''}) + m_n (X_{n'} - X_{n''}) &= S_{n-1'} - S_{n-1''} \\ n_{n-1} (X_{n-1'} - X_{n-1''}) + n_n (X_{n'} - X_{n''}) &= S_{n'} - S_{n''} \end{aligned} \right\} \text{(VI)}$$

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= Q_1 - W_1 (X_{1'} + X_{1''}) \\ X_2 &= Q_2 - V_2 (X_{1'} + X_{1''}) - W_2 (X_{2'} + X_{2''}) \\ X_3 &= Q_3 - V_3 (X_{2'} + X_{2''}) - W_3 (X_{3'} + X_{3''}) \\ &\vdots \\ X_n &= Q_n - V_n (X_{n-1'} + X_{n-1''}) - W_n (X_{n'} + X_{n''}) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{(VII)}$$

$$\left. \begin{aligned} A_1 (X_{1'} + X_{1''}) + A_2 (X_{2'} + X_{2''}) &= P_1 \\ B_1 (X_{1'} + X_{1''}) + B_2 (X_{2'} + X_{2''}) + B_3 (X_{3'} + X_{3''}) &= P_2 \\ C_2 (X_{2'} + X_{2''}) + C_3 (X_{3'} + X_{3''}) + C_4 (X_{4'} + X_{4''}) &= P_3 \\ &\vdots \\ M_{n-2} (X_{n-2'} + X_{n-2''}) + M_{n-1} (X_{n-1'} + X_{n-1''}) + M_n (X_{n'} - X_{n''}) &= P_{n-1} \\ N_{n-1} (X_{n-1'} + X_{n-1''}) + N_n (X_{n'} + X_{n''}) &= P_n \end{aligned} \right\} \text{(VIII)}$$

Hierbei ist zu beachten, daß die Koeffizienten des Systems VI $a_2 = b_1$, $b_3 = c_2$, $c_4 = d_3$, ..., $m_n = n_{n-1}$ und entsprechend die Koeffizienten des Systems VIII $A_2 = B_1$, $B_3 = C_2$, $C_4 = D_3$, ..., $M_n = N_{n-1}$, weiter die Koeffizienten des Systems VII $V_2 = 2 W_2$, $V_3 = 2 W_3$, ..., $V_n = 2 W_n$ sind.

Die Koeffizienten der Unbekannten des Systems VI nehmen die Form an

$$a_1 = \delta_{1'1'} - \delta_{1'1''} = h_1 + \frac{1}{6} (l_1 + l_2),$$

$$a_2 = b_1 = \delta_{1'2'} - \delta_{1'2''} = -\frac{1}{6} l_2,$$

$$b_2 = \delta_{2'2'} - \delta_{2'2''} = h_2 + \frac{1}{6} (l_2 + l_3),$$

$$b_3 = c_2 = \delta_{2'3'} - \delta_{2'3''} = -\frac{1}{6} l_3,$$

$$c_3 = \delta_{3'3'} - \delta_{3'3''} = h_3 + \frac{1}{6} (l_3 + l_4),$$

$$m_n = n_{n-1} = \delta_{n-1'n'} - \delta_{n-1'n''} = -\frac{1}{6} l_n,$$

$$n_n = \delta_{n'n'} - \delta_{n'n''} = h_n + \frac{1}{6} l_n,$$

die des Systems VII:

$$W_1 = \frac{\delta_{11'}}{\delta_{11}} = \frac{h_1}{2(2h_1 + 3l_1)},$$

$$W_2 = \frac{\delta_{22'}}{\delta_{22}} = \frac{h_2}{2(2h_2 + 3l_2)},$$

$$W_n = \frac{\delta_{nn'}}{\delta_{nn}} = \frac{h_n}{2(2h_n + 3l_n)};$$

$$V_1 = 0,$$

$$V_2 = \frac{\delta_{1'2}}{\delta_{22}} = \frac{h_2}{2h_2 + 3l_2} = 2W_2,$$

$$V_n = \frac{\delta_{n-1'n}}{\delta_{nn}} = \frac{h_n}{2h_n + 3l_n} = 2W_n,$$

jene des Systems VIII:

$$A_2 = B_1 = \delta_{1'2'} + \delta_{1'2''} - 2 \frac{\delta_{1'2} \delta_{22'}}{\delta_{22}} = \frac{h_2}{2} \cdot \frac{l_2}{2h_2 + 3l_2},$$

$$A_1 = \delta_{1'1'} + \delta_{1'1''} - 2 \frac{\delta_{11'}^2}{\delta_{11}} - 2 \frac{\delta_{1'2}^2}{\delta_{22}} = 2A_2 + \frac{h_1}{2} \cdot \frac{h_1 + 2l_1}{2h_1 + 3l_1},$$

$$B_3 = C_2 = \partial_{2'3'} + \partial_{2'3''} - 2 \frac{\partial_{2'3} \partial_{33'}}{\partial_{33}} = \frac{h_3}{2} \cdot \frac{l_3}{2h_3 + 3l_3},$$

$$B_2 = \partial_{2'2'} + \partial_{2'2''} - 2 \frac{\partial_{2'2}^2}{\partial_{22}} - 2 \frac{\partial_{2'2}^2}{\partial_{33}} = 2B_3 + \frac{h_2}{2} \cdot \frac{h_2 + 2l_2}{2h_2 + 3l_2},$$

$$M_n = N_{n-1} = \partial_{n-1'n'} + \partial_{n-1'n''} - 2 \frac{\partial_{n-1'n} \partial_{nn'}}{\partial_{nn}} = \frac{h_n}{2} \cdot \frac{l_n}{2h_n + 3l_n},$$

$$M_{n-1} = \partial_{n-1'n-1'} + \partial_{n-1'n-1''} - 2 \frac{\partial_{n-1,n-1}^2}{\partial_{n-1,n-1}} - 2 \frac{\partial_{n-1'n}^2}{\partial_{nn}} = 2M_n + \frac{h_{n-1}}{2} \cdot \frac{h_{n-1} + 2l_{n-1}}{2h_{n-1} + 3l_{n-1}}$$

$$N_n = \partial_{n'n'} + \partial_{n'n''} - 2 \frac{\partial_{nn'}^2}{\partial_{nn}} = \frac{h_n}{2} \cdot \frac{h_n + 2l_n}{2h_n + 3l_n}.$$

Die übrigen Größen der Gleichungen und zwar S, P und Q sind nicht wie die bisher berechneten nur von der Binderform, sondern auch von der Belastung abhängig und müssen daher für jeden Belastungsfall gesondert berechnet werden.

den. Die abgekürzt geschriebenen Systeme VI, VII und VIII mit den zuletzt ermittelten Koeffizientenwerten können unmittelbar zur Binderberechnung benutzt werden. Ihre Handhabung soll nun in zwei Beispielen erläutert werden.

(Schluß folgt.)

ZUR BERECHNUNG VON SILOZELLEN.

Von Dipl.-Ing. A. Ritter (Neustadt a. d. Haardt).

In der Praxis werden Silozellen gewöhnlich als geschlossene Rahmen berechnet, d. h. unter Vernachlässigung des Widerstandes, den die anschließenden Zellenwände der Deformation entgegenzusetzen.

Die üblichen Formeln zu dieser Berechnungsweise (Gl. 2 und 3) sind unter Zugrundelegung konstanten Trägheitsmomentes abgeleitet. Oft werden aber an den Ecken recht starke Vouten ausgebildet, infolge welcher das Aussehen der Momentenfläche sich ändert.

Im folgenden werden Formeln abgeleitet, welche unter Berücksichtigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes die Momente fast ebenso schnell berechnen lassen wie die üblichen Formeln.

Es scheint vorderhand unlogisch, zuerst die am Anfang erwähnte Vernachlässigung zu machen, um die Rechnung zu vereinfachen und dann trotzdem die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes zu berücksichtigen. Es wird aber am Schluß gezeigt werden, daß die übliche Berechnungsweise mit der obigen Vernachlässigung bei quadratischen Zellen genaue und bei rechteckigen, gleichartigen Zellen für das Moment in der Mitte der größeren Seite eher zu große Werte liefert.

Zunächst wird also eine Zelle als für sich allein bestehend untersucht.

1. Trägheitsmoment konstant.

Eine gleichmäßig gefüllte Zelle ist, da alle vier Eckmomente gleich groß sind, nur einfach

statisch unbestimmt. Die statisch unbestimmte Größe sei das Eckmoment.

Infolge der symmetrischen Belastung deformiert sich die Zelle so, daß die Tangenten an die elastische Linie in den Mitten der Seiten parallel zu den Symmetrieachsen der Zelle verlaufen. Die Größe des Eckmomentes läßt sich daher aus der Bedingung ableiten, daß die Summe der Verdrehungen von der Mitte einer Seite bis zur Mitte der anliegenden Seite = 0 ist.

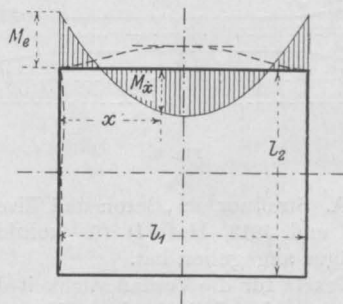


Fig. 1.

Wenn l_1 und l_2 die Längen der Seiten, g die gleichmäßig verteilte Belastung pro lfd. m und M_e das Eckmoment (mit seinem negativen Vorzeichen eingesetzt) bedeuten, so ist das Moment an einer beliebigen Stelle x (Fig. 1)

$$M_x = \frac{g l_1}{2} \cdot x - \frac{g x^2}{2} + M_e$$

und die Drehung

$$\beta = \int \frac{M_x}{EJ} = \frac{1}{EJ} \int_0^{l_1/2} \left(\frac{g l_1}{2} x - \frac{g x^2}{2} + M_e \right) dx + \frac{1}{EJ} \int_0^{l_2/2} \left(\frac{g l_2}{2} x - \frac{g x^2}{2} + M_e \right) dx = 0 \quad (1)$$

Durch Integration folgt

$$\frac{g l_1^3}{16} - \frac{g l_1^3}{48} + \frac{1}{2} M_e + \frac{g l_2^3}{16} - \frac{g l_2^3}{48} + \frac{1}{2} M_e = 0$$

$$M_e = - \frac{g}{12} \cdot \frac{l_1^3 + l_2^3}{l_1 + l_2} \quad (2)$$

Dies ist die bekannte Gleichung für das Eckmoment eines rechteckigen, geschlossenen Rahmens mit konstantem Trägheitsmoment. Die Momente in den Mitten der Seiten ergeben sich zu

$$M_1 = \frac{g l_1^2}{8} + M_e \quad (3a)$$

$$M_2 = \frac{g l_2^2}{8} + M_e \quad (3b)$$

2. Trägheitsmoment veränderlich.

Bei Berücksichtigung der Vouten in der Rechnung werden die Momente in den Seitenmitten kleiner als bei der Berechnung mit konstantem Trägheitsmoment, während die Eckmomente zunehmen. Wie groß der Unterschied und die daraus hervorgehende Ersparnis sein kann, soll später an einem Beispiel gezeigt werden.

Die Berücksichtigung der Vouten soll nach dem einfachen Verfahren geschehen, das Herr In-

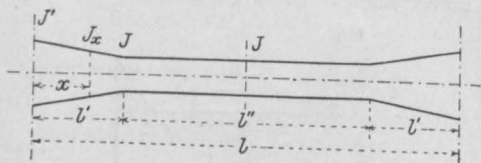


Fig. 2.

genieur A. Straßner in „Beton und Eisen“ (1911, Heft XX und 1912, Heft I) für kontinuierliche Voutenträger angegeben hat.

Als Gesetz für die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes im Teil I' eines Trägers (Fig. 2) hat Straßner folgende Gleichung aufgestellt:

$$J_x = \frac{J'}{1 + c x^2} \quad \text{wo} \quad c = \frac{J' - J}{J \cdot l'^2} \quad (4)$$

Diese Gleichung stellt eine Kurve dar, die sich eng an die geradlinige Voute anschmiegt. Der Teil I' des Trägers wird mit seinem konstanten Trägheitsmoment in die Rechnung eingeführt. Dadurch, daß die Dimensionen der Vouten

in der Rechnung Berücksichtigung finden, gewinnt dieses Verfahren an Genauigkeit gegenüber ähnlichen Annäherungsmethoden.

In den folgenden Ableitungen wird Symmetrie in bezug auf die Seitenmitten vorausgesetzt, die ja wohl immer vorhanden sein dürfte. Zur Abkürzung wird gesetzt

$$n = \frac{J}{J'} \quad \alpha = \frac{l'}{l}$$

Zur Bestimmung des Eckmomentes M_e gibt dieselbe Bedingung wie unter 1 die Gleichung

$$\beta = \int_0^{l_1/2} \frac{M_1}{E J_x} dx + \int_0^{l_2/2} \frac{M_2}{E J_x} dx = 0$$

Darin J_x und M eingesetzt und streckenweise über l' und $l''/2$ integriert gibt

$$\frac{1}{J_1} \int_0^{l_1'} \left(\frac{g l_1}{2} x - \frac{g x^2}{2} + M_e \right) (1 + c_1 x^2) dx + \frac{1}{J_1} \int_0^{l_1'/2} \left(\frac{g l_1}{2} x - \frac{g x^2}{2} + M_e \right) dx + \frac{1}{J_2} \int_0^{l_2'} \left(\frac{g l_2}{2} x - \frac{g x^2}{2} + M_e \right) (1 + c_2 x^2) dx + \frac{1}{J_2} \int_0^{l_2'/2} \left(\frac{g l_2}{2} x - \frac{g x^2}{2} + M_e \right) dx = 0$$

Durch Ausführung der Integration und Auflösung der Gleichung nach M_e folgt

$$M_e = - \frac{g}{4} \cdot \frac{l_1^3 \cdot \eta_1' + l_2^3 \cdot \eta_2' \cdot \frac{J_1}{J_2}}{l_1 \cdot \eta_1 + l_2 \cdot \eta_2 \cdot \frac{J_1}{J_2}} \quad (5)$$

Hier wurde zur Abkürzung gesetzt

$$\eta_1 = 3 - 4 \cdot \alpha_1 (1 - n_1)$$

$$\eta_2 = 3 - 4 \cdot \alpha_2 (1 - n_2)$$

$$\eta_1' = 1 - \alpha_1^2 (3 - 1,6 \cdot \alpha_1) (1 - n_1)$$

$$\eta_2' = 1 - \alpha_2^2 (3 - 1,6 \cdot \alpha_2) (1 - n_2)$$

Für J = konstant wird $n_1 = n_2 = 1$, $\eta_1 = \eta_2 = 3$ und $\eta_1' = \eta_2' = 1$. Gl. 5 geht somit in Gl. 2 über.

Für quadratische Zellen, wo $l_1 = l_2 = l$, $\eta_1 = \eta_2 = \eta$, $\eta_1' = \eta_2' = \eta'$ und $J_1 = J_2$ wird

$$M_e = - \frac{g l^2}{4} \cdot \frac{\eta'}{\eta} \quad (6)$$

Die Momente in den Seitenmitten ergeben sich wieder nach der Gl. 3.

Gl. 5 gilt natürlich auch für Zellen ohne Vouten, jedoch mit verschiedenen Trägheitsmomenten J_1 und J_2 . Es ist einfach $\eta_1 = \eta_2 = 3$ und $\eta_1' = \eta_2' = 1$ zu setzen.

Beispiel:

Eine rechteckige Silozelle mit den Seitenlängen $l_1 = 4,0$ m und $l_2 = 3,0$ m sei in einer gewissen Höhe mit einem gleichmäßigen Innendruck $g = 2$ t/m² belastet.

1. Trägheitsmoment konstant.

Nach Gl. 2 und 3 ist

$$M_e = -\frac{2,0}{12} \cdot \frac{4,0^3 + 3,0^3}{4,0 + 3,0} = -2,167 \text{ mt}$$

$$M_1 = \frac{2,0 \cdot 4,0^2}{8} - 2,167 = 4,0 - 2,167 = +1,833 \text{ mt}$$

$$M_2 = \frac{2,0 \cdot 3,0^2}{8} - 2,167 = 2,25 - 2,167 = +0,083 \text{ mt}$$

2. Trägheitsmoment veränderlich.

Es sei $l'_1 = l'_2 = 0,9$ m, also

$$\alpha_1 = \frac{0,9}{4,0} = 0,225; \quad \alpha_2 = \frac{0,9}{3,0} = 0,300.$$

Die Wandstärken seien 16 cm, die Stärken der Vouten am Eckpunkt 40 cm, also

$$J_1 = J_2 = \frac{16^3 \cdot 100}{12}; \quad J'_1 = J'_2 = \frac{40^3 \cdot 100}{12}$$

$$n_1 = n_2 = \frac{J_1}{J'_1} = \frac{16^3}{40^3} = 0,064.$$

Nun ist

$$\eta_1 = 3 - 4 \cdot 0,225 (1 - 0,064) = 2,1576$$

$$\eta_2 = 3 - 4 \cdot 0,300 (1 - 0,064) = 1,8768$$

$$\eta'_1 = 1 - 0,225^2 (3 - 1,6 \cdot 0,225) (1 - 0,064) = 0,8749$$

$$\eta'_2 = 1 - 0,300^2 (3 - 1,6 \cdot 0,300) (1 - 0,064) = 0,7877$$

und nach Gl. 5 und 3

$$M_e = -\frac{2,0}{4} \cdot \frac{4,0^3 \cdot 0,8749 + 3,0^3 \cdot 0,7877}{4,0 \cdot 2,1576 + 3,0 \cdot 1,8768} = -2,709 \text{ mt}$$

$$M_1 = 4,0 - 2,709 = +1,291 \text{ mt}$$

$$M_2 = 2,25 - 2,709 = -0,459 \text{ mt}.$$

Der Unterschied dieser Momente gegenüber den entsprechenden unter 1 ist wie man sieht nicht gering. Für das Moment M_1 beträgt er über 40 % des genaueren Wertes nach 2. Wenn nach 1 eine Wandstärke von 18 cm benötigt wird, so kann man nach 2 bei Einhaltung derselben Spannungen mit einer solchen von 15 cm auskommen. Natürlich ermäßigen sich auch die Eiseneinlagen um dasselbe Verhältnis.

Das Größerwerden des Eckmomentes M_e hat auf die Dimensionierung keinen oder nur wenig Einfluß, da die Ecken infolge der starken Vouten gewöhnlich überdimensioniert werden.

Bei quadratischen Zellen ist der Unterschied der Resultate der beiden Berechnungsarten noch größer. So wird bei einer Zelle von 4,0/4,0 m mit den Voutendimensionen des vorigen Beispiels das Moment in Seitenmitte

1. berechnet mit konstantem Trägheitsmoment:

$$M_1 = +1,33 \text{ mt},$$

2. bei Berücksichtigung der Vouten:

$$M_1 = +0,76 \text{ mt}.$$

Es soll nun die Frage erörtert werden, welchen Anspruch auf Genauigkeit diese Berechnungsweise erheben kann, die den Zusammenhang der Zelle mit den übrigen vernachlässigt.

Die folgenden Erörterungen gelten sowohl für Zellen mit konstantem, wie auch für solche mit veränderlichem Trägheitsmoment, wenn es sich um symmetrisch ausgebildete und durchweg gleichartige Zellen handelt.

Berücksichtigt man den Zusammenhang der Zellen, so ist klar, daß die alleinige Belastung der zu untersuchenden Zelle nicht die ungünstigste ist, sondern daß vielmehr die Belastungen gewisser anderer Zellen die zu berechnenden Momente vergrößern.

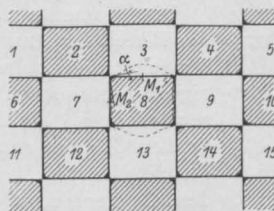


Fig. 3.

Betrachten wir zunächst das Moment M_1 in der Mitte der größeren Seite einer Zelle eines unendlich großen Feldes von gleich großen Zellen. Dieses Feld sei schachbrettartig gefüllt, wie Fig. 3 es zeigt, wo die schraffierten Zellen die gefüllten darstellen.

Denken wir uns das ganze Zellenfeld bestehend aus lauter geschlossenen Rahmen (Fig. 3), deren Zusammenhang vorerst gelöst sei, so drehen sich alle Eckpunkte aller Rahmen um denselben Winkel α . Aus diesem Grunde kann der frühere

Zusammenhang der einzelnen Rahmen (unter rechten Winkeln) wieder hergestellt werden, ohne an ihnen irgend welche Verbiegungen vornehmen zu müssen.

d. h. ohne die bestehenden Momente zu ändern. Die Belastungsart der Fig. 3 ist aber für M_1 die ungünstigste, was aus der Art der Verdrehungen und der Übertragung derselben nach M_1 hervorgeht. Deshalb gibt die übliche Berechnung des Momentes M_1 als Moment eines geschlossenen Rahmens dessen größtmöglichen Wert, wenn es sich um eine Zelle eines unendlich großen Feldes von Zellen handelt.

In der Praxis kommen nun nicht solche unendlich großen Felder vor, sondern nur begrenzte Systeme von Zellen.

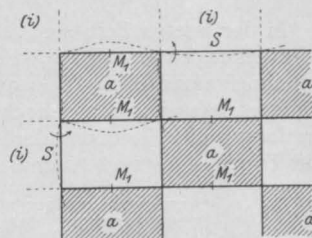


Fig. 4.

Betrachten wir in Fig. 4 eine Ecke eines solchen Zellsystems, so unterscheidet sich die Beanspruchung der gefüllten Zellen a von solchen eines unendlich großen Zellenfeldes einmal dadurch, daß infolge der Verbindungsseiten s Zusatzmomente in die Zellen a gelangen und zweitens dadurch, daß die Beanspruchungen infolge der Belastungen der Zellen (i) wegfallen. Aus der Art der Verbiegungen (vgl. Fig. 4) geht hervor, daß beide Einflüsse alle Momente M_1 verringern.

Dasselbe ist der Fall, wenn man die Zellen b untersucht (Fig. 5).

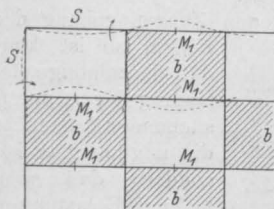


Fig. 5.

Es kann demnach folgender Satz ausgesprochen werden:

Die Momente in den Mitten der längeren Seiten eines beliebigen Systems von rechteckigen, gleich großen Zellen sind gleich oder kleiner den Momenten, die

man an dieser Stelle erhält, wenn man die einzelnen Zellen für sich als geschlossene Rahmen berechnet.

Mit den Momenten M_2 verhält es sich anders. Diese werden sowohl wegen des Zusammenhangs

der Zellen als auch wegen der Belastung der Zellen 1, 3, 5, 8, 9, 11, 13, 15 usw. (Fig. 3) größer als nach der üblichen Berechnungsart, und zwar ist der Unterschied bei Zellen, deren Form stark von der quadratischen abweicht, recht bedeutend. Man tut also gut, die kurzen Seiten stärker zu dimensionieren als Gl. 3b es verlangt.

Auch die Schnittmomente in den Ecken werden infolge des Zusammenhangs der Zellen und infolge der ungünstigsten Belastungen immer größer als die Werte M_e nach Gl. 2 (resp. 5 oder 6), was das Anbringen von starken Vouten rechtfertigt.

Bei quadratischen Zellen wird der Winkel α der Fig. 3 aus Symmetriegründen $= 0$, der Zusammenhang der Zellen hat demnach auf die zu untersuchende Zelle keinen Einfluß. Deshalb ist bei quadratischen Zellen die übliche Berechnung theoretisch genau.

Bei Ausbildung der Zellenwände mit Vouten geben also die oben entwickelten Gleichungen 5 und 6 in Verbindung mit der Gl. 3 bei quadratischen Zellen für alle Momente und bei rechteckigen Zellen für das Mittelmoment der größeren Seite recht genaue, eher zu große Werte. Ihre Anwendung kann wie das Beispiel zeigt, eine nicht unwesentliche Ersparnis bewirken, jedenfalls bieten sie die Möglichkeit einer besseren Annäherung an den wirklichen Verlauf der Momentenlinie.

TAFEL ZUR DIMENSIONIERUNG DOPPELT ARMIERTER, EXZENTRISCH GEDRÜCKTER BETONQUERSCHNITTE.

Von Dr.-Ing. Richard Rossin (Wien).

In der letzten Zeit sind eine Reihe von Veröffentlichungen erschienen, die sich mit der Berechnung exzentrisch beanspruchter Betonquerschnitte befassen. Da jedoch bei beiderseitiger Armierung die Verteilung der Eisen auf die Druck- und Zugzone in verschiedener Weise vorgenom-

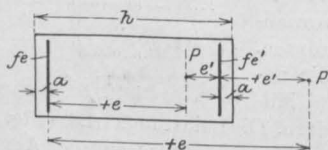


Fig. 1.

men werden kann, so ist man mit den rechnerischen Methoden wohl imstande, die theoretisch günstigste, nicht aber die für einen vorliegenden Fall zweckmäßigste Anordnung der Eisen unmittelbar zu treffen. Es empfiehlt sich daher für diese Fälle der Gebrauch der beiliegenden Tafel, deren Konstruktion und Anwendung im folgenden erläutert werden soll.

Greift eine Druckkraft exzentrisch, in den Abständen e und e' von den beiden Eiseneinlagen eines Rechteckquerschnitts an (Fig. 1), so ist das statische Moment in bezug auf die gezogene Eiseneinlage

$$P \cdot e - \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} \left(h' - \frac{x}{3} \right) - \sigma_e' f_e' (h' - a') = 0 \quad (1a)$$

und das statische Moment in bezug auf die gedrückte Eiseneinlage

$$P \cdot e' + \sigma_b \cdot \frac{b \cdot x}{2} \left(\frac{x}{3} - a' \right) - \sigma_e f_e (h' - a) = 0 \quad (1b)$$

Werden die Ausdrücke $\sigma_e = n \sigma_b \cdot \frac{h' - x}{x}$ und $\sigma_e' = n \sigma_b \cdot \frac{x - a'}{x}$ in obige Gleichungen eingesetzt und diese durch $\sigma_b b h'^2$ dividiert, so erhält man, wenn noch $\frac{x}{h'} = \eta$ und $\frac{a'}{h'} = \alpha$ eingeführt wird

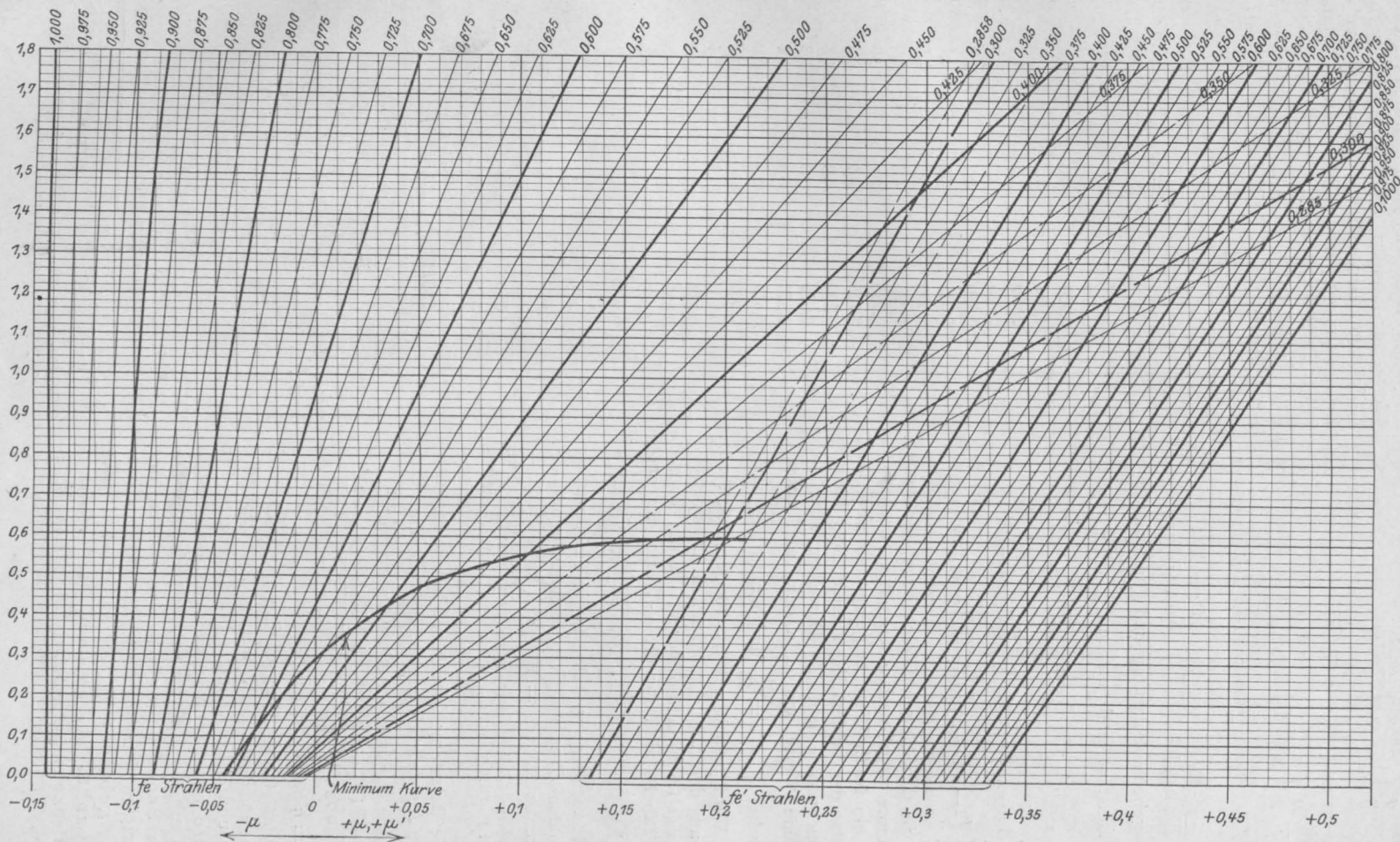


Fig. 2.

$$\left. \begin{aligned} \frac{P \cdot e}{\sigma_b b h'^2} - \frac{q}{2} \left(1 - \frac{q}{3} \right) - \frac{n f_e'}{b h'} \\ \cdot \frac{q - \alpha}{q} (1 - \alpha) = 0 \\ \frac{P \cdot e'}{\sigma_b b h'^2} + \frac{q}{2} \left(\frac{q}{3} - \alpha \right) - \frac{n f_e}{b h'} \\ \cdot \frac{1 - q}{q} (1 - \alpha) = 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots (2)$$

$$\text{Mit } \mu = \frac{P \cdot e}{b \sigma_b h'^2} \text{ und } \mu' = \frac{P \cdot e'}{b \sigma_b h'^2} \dots \dots (3),$$

die bei gegebener Belastung und Querschnittsabmessung konstant sind, und mit $p = \frac{f_e}{b h'}$ und $p' = \frac{f_e'}{b h'}$ gehen die Gleichungen (2) über in

$$\left. \begin{aligned} \mu' - \frac{q}{2} \left(1 - \frac{q}{3} \right) - n p' \cdot \frac{q - \alpha}{q} (1 - \alpha) = 0 \\ \mu + \frac{q}{2} \left(\frac{q}{3} - \alpha \right) - n p \cdot \frac{1 - q}{q} (1 - \alpha) = 0 \end{aligned} \right\} \dots (4).$$

Wird in den obigen Gleichungen, die noch 3 Unbekannte p , p' und q enthalten, auch der letzteren ein fester Wert beigelegt, so sind die Prozentsätze der beiden Eisenquerschnitte lineare Funktionen von μ und μ' . Dieselben sind für verschiedene Werte von μ in der Tafel aufgetragen, wobei $\frac{\alpha'}{h'} = \alpha = \frac{1}{15}$ und $n = 15$ angenommen ist. Wird jedoch mit $n = 10$ gerechnet, so sind alle aus der Tafel entnommenen Armierungsprozente mit 1,5 zu multiplizieren. In der beigegebenen Tabelle sind für die q -Werte die entsprechenden Verhältniszahlen von $\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ für $n = 15$ und $n = 10$ zusammengestellt. In der Tafel wurden die q -Strahlen bis zu den jetzt allgemein gebräuchlichen Grenzwerten $\sigma_e = 1000 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_b = 40 \text{ kg/qcm}$ aufgenommen. Die Strahlen, die nur für $n = 10$ gültig sind, sind gestrichelt eingezeichnet.

Ist die Belastung durch ein Moment und eine zentrische Achsialkraft gegeben, so ist eine Umformung der Gleichungen (3) zweckmäßig zu

$$\mu = \frac{M - P(h/2 - a)}{b \sigma_b h'^2} \text{ und } \mu' = \frac{M + P(h/2 - a)}{b \sigma_b h'^2},$$

wobei $a = \alpha'$ angenommen ist.

Um demnach die Querschnitte der Druck- und Zugeisen zu bestimmen, werden zunächst die Zahlen μ und μ' berechnet und sodann auf der Tafel die entsprechenden Abszissen aufgesucht und die auf diesen errichtet gedachten Senkrechten mit zwei einander zugehörigen f_e - und f_e' -Strahlen zum Schnitt gebracht. Die Ordinaten der Schnittpunkte zeigen dann die erforderlichen Prozentsätze der beiden Eiseneinlagen an.

Je nach Wahl von q ergeben sich verschiedene Werte für f_e und f_e' , die sämtlich den beiden Gleichungen (1) genügen, während die zulässige Betonspannung stets voll ausgenutzt wird. Die in der Tafel eingetragene Minimumkurve schneidet diejenigen f_e -Strahlen, für die $f_e + f_e'$ annähernd ein Minimum wird. *)

q	$\frac{\sigma_e}{\sigma_b}$ für	
	$n = 15$	$n = 10$
1,000	0	0
0,975	0,4	0,3
0,950	0,8	0,5
0,925	1,2	0,8
0,900	1,7	1,1
0,875	2,2	1,4
0,850	2,7	1,8
0,825	3,2	2,1
0,800	3,8	2,5
0,775	4,4	2,9
0,750	5,0	3,3
0,725	5,7	3,8
0,700	6,4	4,3
0,675	7,2	4,8
0,650	8,1	5,4
0,625	9,0	6,0
0,600	10,0	6,7
0,575	11,1	7,4
0,550	12,3	8,2
0,525	13,6	9,0
0,500	15,0	10,0
0,475	16,6	11,1
0,450	18,3	12,2
0,425	20,3	13,5
0,400	22,5	15,0
0,375	25,0	16,7
0,350	27,8	18,6
0,325	31,2	20,8
0,300	35,0	23,4
0,2857	37,5	25,0

Die Tafel hat natürlich nur solange Gültigkeit, als in der einen Eiseneinlage Zug auftreten wird. Ist das Moment klein gegenüber der Normalkraft, d. h. greift die Normalkraft im Kern an, so ist die Gleichung anzuwenden

$$\sigma_b = \frac{N}{J} \pm \frac{M}{W}.$$

*) Diese Kurve wurde nach der vom Verfasser in der Juninummer 1911 dieser Zeitschrift abgeleiteten Formel

$$q = \frac{x}{h - a} = 1 - \frac{1}{2} \sqrt{1 - \frac{3a'}{h - a} + 6 \cdot \frac{P_e'}{b \sigma_b (h - a)^2}}$$

gefunden. Sie wäre nur dann streng richtig, wenn die f_e' -Strahlen zueinander parallel verliefen.

Beispiele.

1. Ein Querschnitt eines Rahmenbinders von $h = 80$ cm, $b = 25$ cm und $a = a' = 5$ cm ist durch eine Normalkraft $P = 20\,000$ kg und durch ein Moment $M = 1\,000\,000$ cm/kg beansprucht. Welches ist die günstigste Armierung bei $\sigma_e \leq 1000$ kg/qcm, $\sigma_b = 40$ kg/qcm und $n = 15$?

$$\text{Nachdem } \mu = \frac{1\,000\,000 - 20\,000(40 - 5)}{25 \cdot 40 \cdot 75^2} = 0,053$$

$$\text{und } \mu' = \frac{1\,000\,000 + 20\,000(40 - 5)}{25 \cdot 40 \cdot 75^2} = 0,302 \text{ gefun-}$$

den, können aus der Tafel für

$$q = 0,475$$

$$f_e = 0,48\% = 0,48 \cdot \frac{25 \cdot 75}{100} = 9,0 \text{ qcm und}$$

$$f_e' = 0,84\% = 0,84 \cdot \frac{25 \cdot 75}{100} = 15,75 \text{ qcm}$$

als die kleinste zulässige Bewährung entnommen werden. Das Zugeisen wird hierbei mit

$$16,6 \cdot 40 = 664 \text{ kg/qcm}$$

beansprucht.

2. Ein 1 m breiter Streifen eines 40 cm starken

Brückengewölbes (Fig. 2) sei mit einer Kraft $P = 60\,000$ kg gepreßt, die $s = 15$ cm unterhalb des Schwerpunktes angreift. Wie stark sind bei $\sigma_b = 40$ kg/qcm und $n = 10$ die Druckeisen zu bemessen, wenn als Zugeisen 1017 mm = 22,7 qcm zu verwenden sind? $a = a' = 3$ cm.

$$\text{Ist } \mu = - \frac{60\,000 \cdot 2}{40 \cdot 100 \cdot 37^2} = -0,022 \text{ und}$$

$$\mu' = \frac{60\,000 \cdot 32}{40 \cdot 100 \cdot 37^2} = 0,302$$

berechnet und festgestellt, daß 22,7 qcm Zugeisen eine Bewährung von 0,63% bilden, so ist aus der Tafel zu entnehmen, daß q zwischen 0,650 und 0,675 zu liegen kommt. Für $q = 0,650$ ist $p = 1,5 \cdot 0,35\%$ und $p' = 1,5 \cdot 0,77\%$, demnach $f_e = 20,4$ qcm, $f_e' = 42,7$ qcm, $\Sigma f_e = 63,1$ qcm. Ebenso findet man für $q = 0,675$ $\Sigma f_e = 64,4$ qcm. Wie dieses Beispiel zeigt, ändert sich mit q die Gesamteiseneinlage nur unwesentlich. Es genügt daher für den zunächst liegenden Wert von q Σf_e zu bestimmen und die Eiseneinlagen in der gewünschten Weise zu verteilen. In unserem Beispiele also $f_e = 22,7$ qcm und $f_e' = 41,3$ qcm.

PROBEBELASTUNGEN BEI SCHLEUDERMASTEN DER FIRMA DYCKER- HOFF & WIDMANN ZU COSSEBAUDE-DRESDEN.

Von Professor M. Foerster (Dresden).

Im vergangenen Herbst sind von seiten der Firma Dyckerhoff & Widmann in ihrem Mastenschleuderwerke zu Cossebaude bei Dresden unter

aus ihnen abzuleitenden Schlußfolgerungen in dem Nachstehenden kurz berichtet werden soll. Wegen des Herstellungsverfahrens der Maste selbst

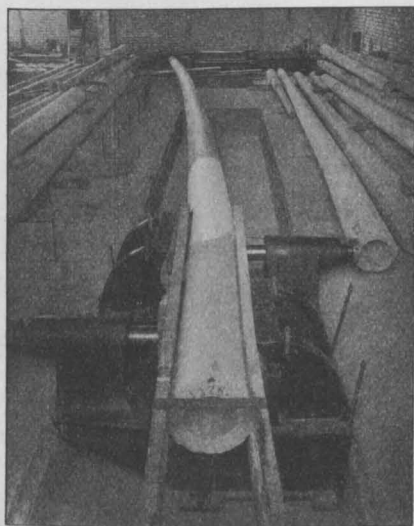


Fig. 1 a. Der 13 m-Mast während der Prüfung.

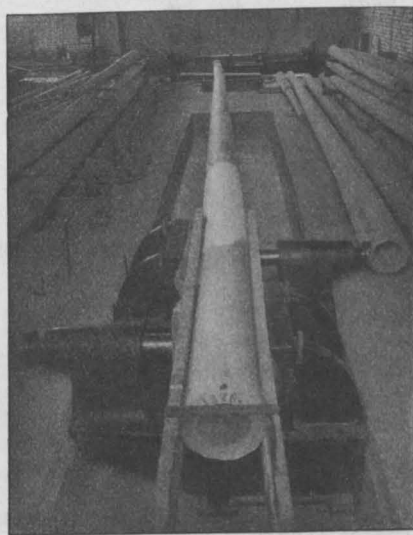


Fig. 1 b. Der 13 m-Mast nach der Belastung.*)

Mitwirkung des Verfassers dieses Versuche mit im Werke hergestellten Schleuderhohlmasten durchgeführt worden, über deren Ergebnisse und die

*) Der Mast stand 4 Tage unter der Belastung und ging alsdann fast vollkommen in seine Anfangslage zurück.

vgl. u. a. die Aufsätze im Jahrgange 1909, S. 89, 1910, S. 430 und 1912, S. 26.

Die Prüfung der Maste wurde in der Art aus-

sein Eigengewicht im Hinblick auf Verbiegungen sekundärer Art möglichst auszuschalten und um andererseits seiner Bewegung die geringsten Reibungshindernisse entgegenzusetzen. Die ausbiegende Kraft wurde durch eine fest liegende hydraulische Presse geliefert, deren unter dem Wasserdruk stehender Kolben mit Hilfe eines geeigneteren Futters unmittelbar am Kopfende des Mastes angriff und ihn seitlich ausbog. An im allgemeinen 7 Stellen wurden durch Martenssche Rollenapparate die den einzelnen Belastungsstufen entsprechenden Ausbiegungen genau gemessen, um zu den in den Fig. 2—9 veranschaulichten Biegelinien und Formänderungsdiagrammen Verwendung zu finden. Diese sind in der Art dargestellt, daß für jede der Beobachtungsstellen die Ausbiegungen als Funktionen der betreffenden, an der Mastspitze angreifenden Last aufgetragen und aus den einzelnen Formänderungen alsdann die einer bestimmten Kraft entsprechenden elastischen Ausbiegungen des ganzen Mastes zusammenge-

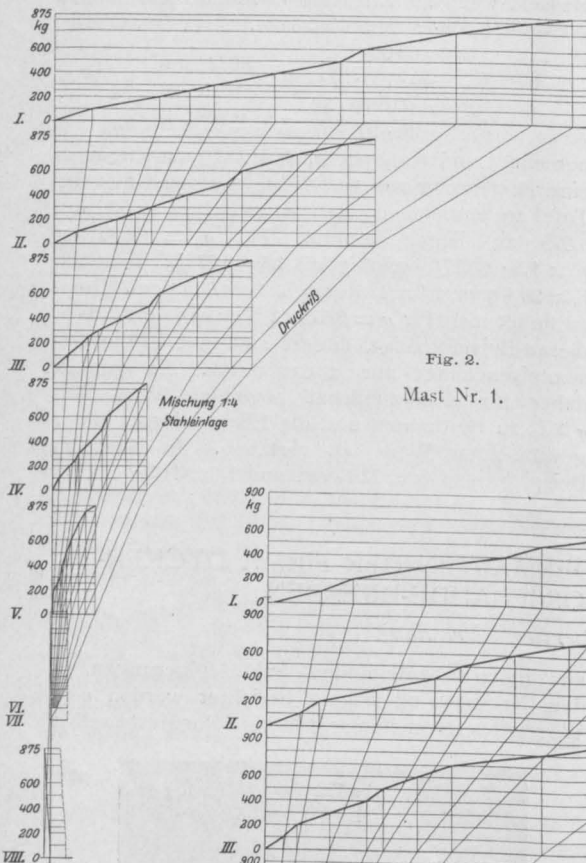


Fig. 2.

Mast Nr. 1.

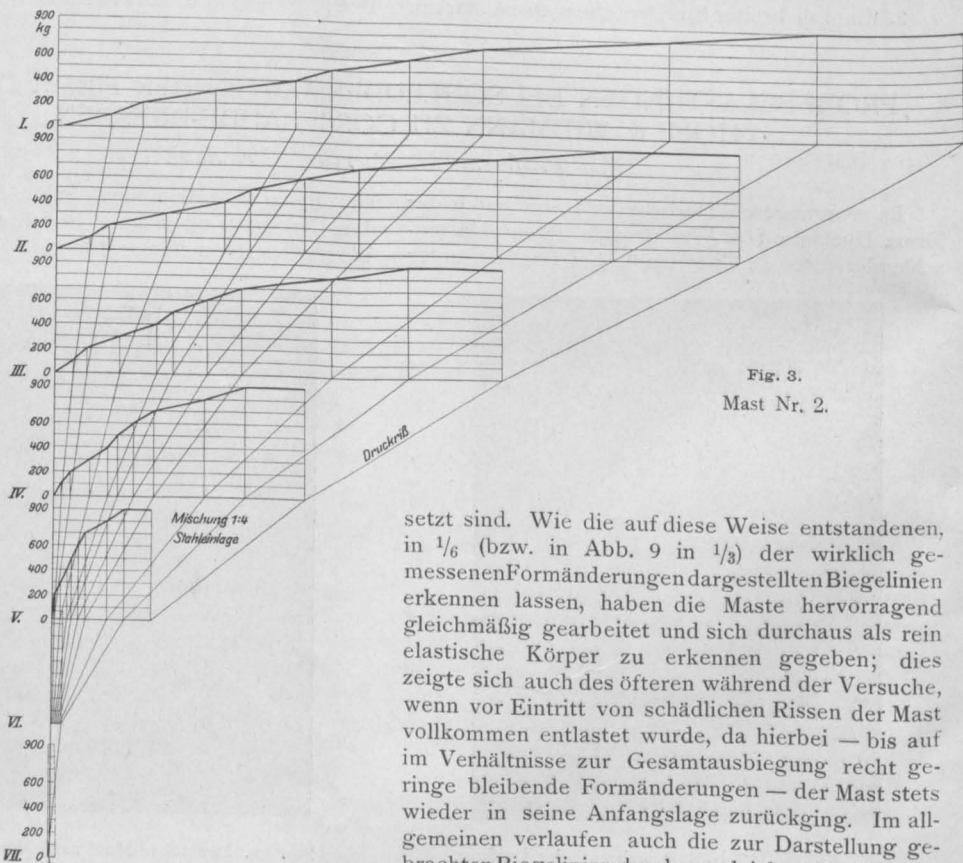


Fig. 3.

Mast Nr. 2.

geführt, daß die wagerecht liegenden Maste an ihrem unteren Ende in ein aus hartem, der Querschnittsform des Probekörpers sich anschließendem Holz gebildetes Futter fest eingespannt und am oberen Ende durch eine genau senkrecht zur Stabachse wirkende Einzellast ausgebogen wurden (Fig. 1a u. b); während der Ausbiegung ruhte der Mast auf glatten eisernen Rollen, um einerseits

setzt sind. Wie die auf diese Weise entstandenen, in $1/6$ (bzw. in Abb. 9 in $1/3$) der wirklich gemessenen Formänderungen dargestellten Biegelinien erkennen lassen, haben die Maste hervorragend gleichmäßig gearbeitet und sich durchaus als rein elastische Körper zu erkennen gegeben; dies zeigte sich auch des öfteren während der Versuche, wenn vor Eintritt von schädlichen Rissen der Mast vollkommen entlastet wurde, da hierbei — bis auf im Verhältnisse zur Gesamtausbiegung recht geringe bleibende Formänderungen — der Mast stets wieder in seine Anfangslage zurückging. Im allgemeinen verlaufen auch die zur Darstellung gebrachten Biegelinien durchaus gleichmäßig, kleinere Abweichungen zeigen sich nur bei den mit Martinstahl bewehrten Masten mit dem Mischungsverhältnisse 1:4 nach Eintritt der ersten zur Achse parallel laufenden Schubrisse, da von da an die Aus-

biegungen etwas stärker zunehmen, wahrscheinlich eine Folge der größeren, nach begonnener Gefügelockerung im Beton in die Erscheinung tretenden Elastizität des Stahlmaterials gegenüber dem Flußeisen (vgl. namentlich die Fig. 2 u. 3).

Die Prüfung erstreckte sich vorwiegend auf konstruktiv vollkommen gleichartig ausgebildete Schleuderhohlmaste von 6 m Gesamt- und einer freien Biegelänge von 4,80 m; die Einspannungsstelle hatte demgemäß 1,20 m Länge. Zudem wurde auch ein größerer Maß, 13 m lang, unter sonst gleichen Bedingungen wie die 6 m-Maste,

Stärke, welche außen und innen lagen. Gleichartig konstruiert war auch der 13 m-Mast, nur mit dem Unterschiede, daß hier die Einlagen unten aus 20 Stäben vom \varnothing 18 gebildet waren, und die Durchmesser an der Einspannungsstelle 37 und 26 cm betrugen. Über das Alter der Probekörper, ihre Zusammensetzung, die Art der Einlagen, endlich die normale Belastung, die erzielte Bruchlast, die hieraus sich ergebende Sicherheit und die größte vor dem Bruchstadium beobachtete Spitzenabiegung gibt die nachfolgende Zusammenstellung I Auskunft:

Tabelle I.

Nr. des Mastes und Art	Alter in Tagen	Normal- belastung durch Zug- kraft an der Spitze in kg	Bruchlast in kg	Bruch- moment in kg cm	Ge- fundene Sicher- heit	Größte Spitzen- ausbiegung in cm	
		P ₀	P	P · a = P · 480	$\frac{P}{P_0}$		
1. Stahlbewehrung	6 m lang 1:4	94	125	875	420 000	7,0	42,2
2. " "		152	125	900	432 000	7,2	61,7
3. Flußeisen "		153	125	550	264 000	4,4	34,5
4. " "		152	125	600	288 000	4,8	47,1
5. Stahlbewehrung	6 m lang 1:3	66	125	560*)	269 000	4,5	24,6
6. Flußeisen "		63	125	560	269 000	4,5	29,2
7. " "		152	125	550	264 000	4,4	32,7
8. " "		152	125	575	276 000	4,6	38,0
9. Stahlbewehrung. 13 m lang	50	750	Die Bruchlast wurde nicht erreicht		—	74,0**)	

*) Hier konnte trotz des offenbaren Bruchstadiums die Belastung noch bis auf 650 kg gesteigert werden.

**) Die hierbei auftretende Belastung betrug 2300 kg; bei ihr zeigten sich nur ganz feine, beim Zurückgehen der Belastung wieder verschwindende Haarrisse; auch verschwanden hierbei die eingetretenen Ausbiegungen bis auf einen sehr kleinen Bruchteil. Der Versuch konnte nicht einwandfrei fortgeführt werden, weil die Länge des Mast an der Spitze ausbiegenden hydraulischen Kolbens nicht weiter ausreichte.

jedoch mit einer Einspannungslänge von 1,9 m geprobt. Die Mischung der Maste betrug (vgl. Tabelle I) 1:4 bzw. 1:3, die Eiseinlagen bestanden bei einem Teil der Probekörper aus Martinstahl, bei einem anderen aus normalem Handelsflußeisen; die 6 m-Maste hatten innerhalb der Einspannungsstelle angenähert einen Außendurchmesser von 25 cm, einen Innendurchmesser von 14 cm, d. h. Wandstärken von 5,5 cm*). Die unten aus 10 Rundeisen von je 10 mm \varnothing bestehende Eiseinlage lag in einem Durchmesser von 21 cm, also einem Abstände von außenher von 2,0 cm. Zur Verbindung der Längseisen (5 Stück 6 m lang, 1 dgl. von 5 m, 2 von 4 und 2 von 3 m Länge) dienten eng gewundene Spiralen von je 3 mm

*) Die oberen Durchmesser betrugen: 16 und 8 cm, die Maststärken hier also 4 cm. Die Abnahme der Mastabmessungen vom Fuß zum Kopfe ging allmählich und geradlinig vor sich; bei dem 13 m-Maste betrugen die oberen Abmessungen 20,5 und 10,5 cm.

Berücksichtigt man die unter 1—8 angegebenen 6 m-Masten, welche unter sich einen Vergleich zulassen, so ergibt sich zunächst aus der voranstehenden Zusammenstellung, daß die Vergrößerung des Alters in den hier vorliegenden Zwischenräumen von 63—153 Tage, also von 9 bis zu 22 Wochen keinen entsprechenden Einfluß auf die Festigkeit ergeben hat, daß es also berechtigt erscheint, nach rd. 2 Monaten die Erhärtung des Schleuderbetons bei der bisher üblichen Lagerung der Masten unter feucht gehaltenem Sande als nahezu vollendet anzusehen, eine Erscheinung, die sich aus der verhältnismäßig geringen Stärke der Wandung auch erklärt. Ferner zeigt sich, daß die Verwendung des sehr viel festeren Stahles gegenüber dem Flußeisen nur bei der mageren Mischung 1:4 Vorteile — hier allerdings recht erheblichen Umfanges, zu bieten vermag, daß aber bei 1:3 sich — aus den vorliegenden Versuchen wenigstens — kein derartiger Einfluß er-

in erheblichem Maße mitgearbeitet. Rechnet man deshalb die Querschnittsbiegespannungen unter der Annahme aus, daß auch der Beton in der

ist*), so ergeben sich erheblich wahrscheinlichere Werte als wie sie in Anmerkung und vorstehend angegeben wurden; sie sind naturgemäß in nicht

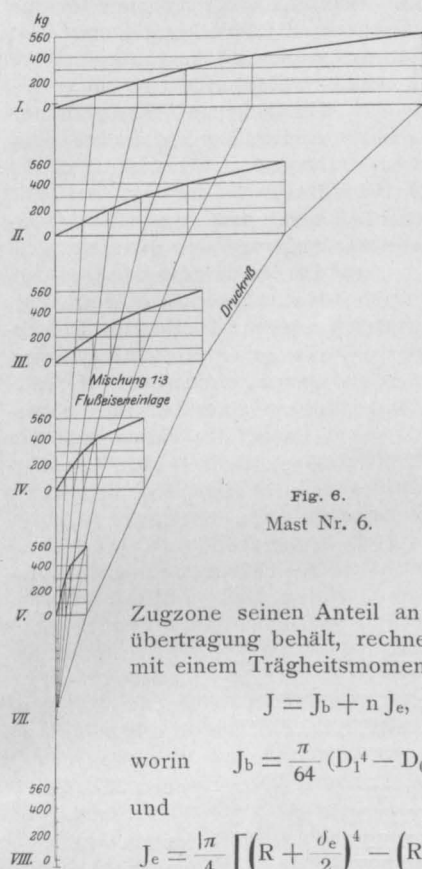


Fig. 6.
Mast Nr. 6.

Zugzone seinen Anteil an der Kraftübertragung behält, rechnet man also mit einem Trägheitsmomente von

$$J = J_b + n J_e,$$

worin $J_b = \frac{\pi}{64} (D_1^4 - D_0^4)$

und

$$J_e = \frac{\pi}{4} \left[\left(R + \frac{d_e}{2} \right)^4 - \left(R - \frac{d_e}{2} \right)^4 \right]$$

$$d_e = \frac{\sum F_e}{2 R \pi}$$

und

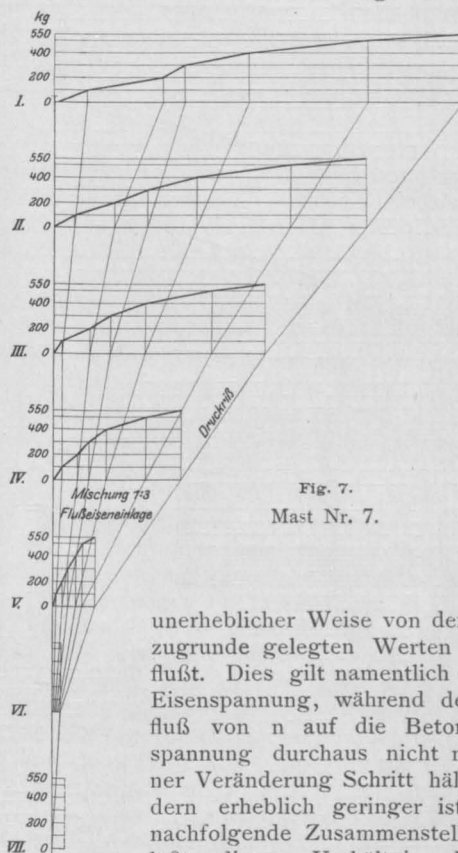


Fig. 7.
Mast Nr. 7.

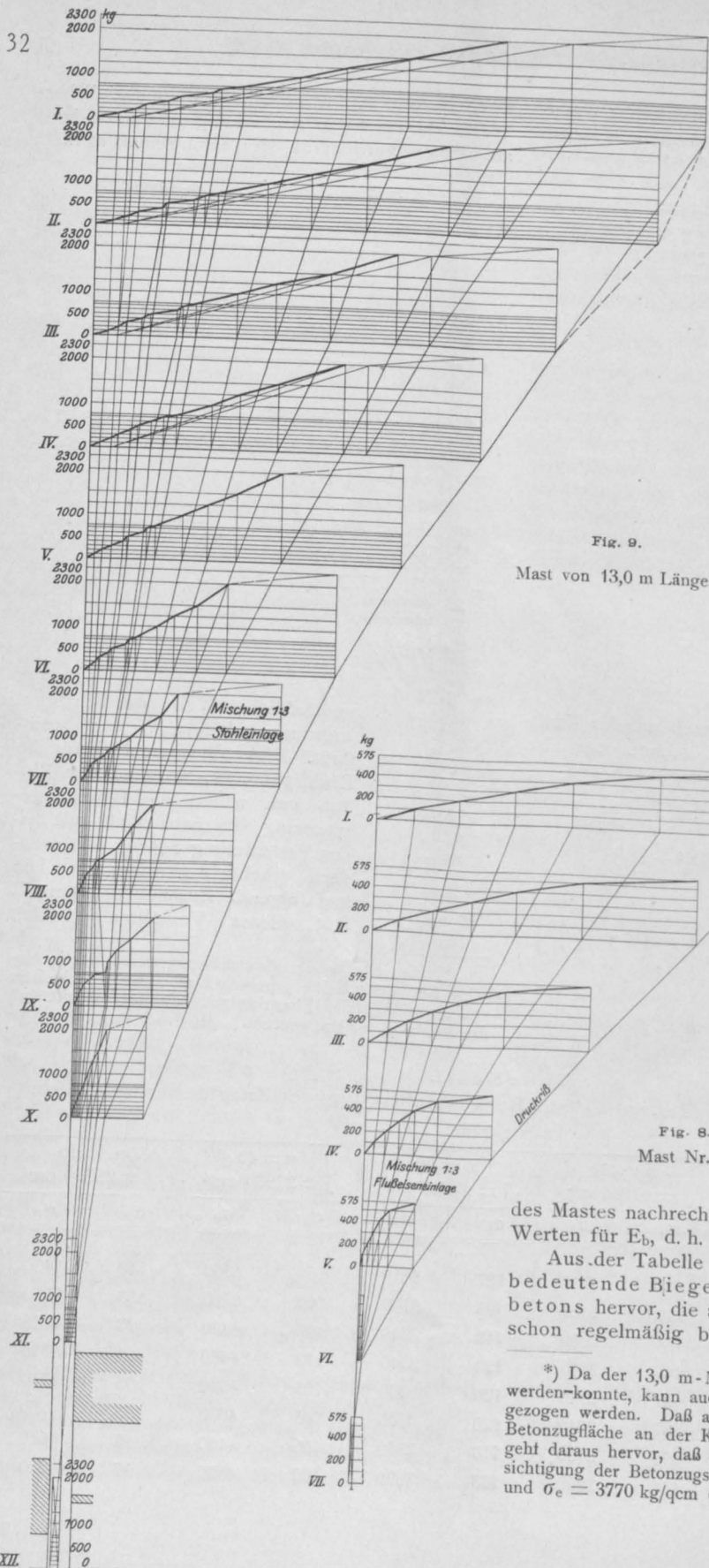
unerheblicher Weise von den für n zugrunde gelegten Werten beeinflusst. Dies gilt namentlich für die Eisenspannung, während der Einfluß von n auf die Betonbiegespannung durchaus nicht mit seiner Veränderung Schritt hält, sondern erheblich geringer ist. Die nachfolgende Zusammenstellung II läßt dieses Verhältnis deutlich

*) Hier ist also die gleichmäßig verteilte, durch einzelne Eisenquerschnitte gegebene Eiseneinlage durch einen zusammenhängenden Eisenring vom ideellen $\varnothing = R$ und der Stärke d_e ersetzt gedacht.

Tabelle II.

Berechnung der Biegespannungen bei Berücksichtigung der Zugflächen im Beton in kg/qcm.

Mast Nr.	n = 15 J = 16420 cm ⁴		n = 20 J = 17860 cm ⁴		n = 30 J = 20460 cm ⁴		n = 40 J = 22980 cm ⁴		n = 50 J = 25500 cm ⁴	
	σ_b	σ_e	σ_b	σ_e	σ_b	σ_e	σ_b	σ_e	σ_b	σ_e
1	230	3450	214	4280	187	5610	164	6560	148	7400
2	237	3350	220	4400	193	5790	169	6760	153	7650
3	145	2170	134	2680	118	3540	103	4120	93	4650
4	158	2370	147	2940	120	3540	112	4480	101	5050
5	148	2200	137	2740	120	3600	105	4020	95	4750
6	148	2200	137	2740	120	3600	105	4020	95	4750
7	145	2170	134	2680	118	3540	106	4120	93	4650
8	151	2260	141	2820	123	3690	108	4320	97	4850



erkennen; hierbei ist sogar bis zu $n = 50$ herabgegangen, also die Elastizitätszahl des Betons für Biegung bis zu rund 44 000 kg/qcm erniedrigt angenommen worden.

Berücksichtigt man im Hinblick auf diese Zusammenstellung, daß bei allen Masten, also ausnahmslos, der Bruch in der Art zustande kam, daß nach vorausgegangener Bildung von durchaus unbedeutenden Haarrissen auf der Zugseite und einigen Zugsrissen, ebenfalls von untergeordneter Bedeutung parallel zur Stabachse, die Eisen auf der Druckseite sich zusammenstauchten, hier also ihre Quetschgrenze überschritten war, und hierdurch wieder eine Zerdrückung und ein Heraus-

quetschen des an den Eisen anliegenden Betons eintrat, so dürfte sich ein Wert von n zwischen 30 u. 40, für die Stahlbewehrungen vielleicht eine noch höhere Zahl, als wahrscheinlich ergeben. Diese Überlegung wird auch dadurch gestützt, daß, wenn man mit einem veränderlichen Trägheitsmoment die Abbiegungsgrößen

des Mastes nachrechnet, man zu ähnlich niedrigen Werten für E_b , d. h. hohen Ziffern für n gelangt. *) Aus der Tabelle geht aber weiter die sehr bedeutende Biegefestigkeit des Schleuderbetons hervor, die auch bei früheren Prüfungen schon regelmäßig beobachtet wurde (vgl. u. a.

*) Da der 13,0 m-Mast nicht zum Bruche gebracht werden konnte, kann auch hier kein Schluß wie der obige gezogen werden. Daß aber auch hier sehr erheblich die Betonzugfläche an der Kraftaufnahme sich beteiligt hat, geht daraus hervor, daß für $P = 2000$ kg und bei Berücksichtigung der Betonzugspannungen für $n = 15$, $\sigma_b = 108$ und $\sigma_e = 3770$ kg/qcm (Stahl!) ist.

Arm. Beton 1909 S. 89), die sich ungezwungen durch die hervorragend günstige und sichere Art des Zusammenfügens der einzelnen Teilchen beim Schleuderverfahren erklärt und durchaus dazu berechtigt, bei der Berechnung der auftretenden Spannungen die Wirkung der Betonzugflächen mit in Rechnung zu stellen. Es sind zurzeit weitere Prüfungen gerade in dieser Hinsicht in Vorbereitung, bei denen vollkommen unbewehrte, d. h. nur aus Beton erzeugte Schleudermaste mit solchen normaler Bauart in Vergleich gestellt werden sollen; über das Ergebnis auch dieser vielversprechenden Versuchsreihen soll später an dieser Stelle berichtet werden.

Schließlich sei an der Hand der ausgeführten Prüfungen noch die Frage erörtert, ob eine 4–5fache Sicherheit, wie sie namentlich von den staatlichen Behörden gefordert wird, für freistehende Maste, wie die vorliegenden, tatsächlich erforderlich ist. Diese Frage ist durchaus zu **verneinen**. Bei den jetzigen und auch den schon früher zur Ausführung gekommenen Versuchen hat sich gezeigt, daß die Maste ganz hervorragend elastisch arbeiten, daß etwaige durch besonders hohe Zufallsbelastungen — starken Sturm, hohe Schneeschicht auf den Leitungsdrähten — eintretenden Ausbiegungen durchaus unschädlich nach Aufhören der Belastung wieder verschwinden, ohne eine irgendwie bemerkbare dauernde Festigkeitsverringerung zu hinterlassen; dies hat sich namentlich bei wiederholten Be- und Entlastungen der Maste während der Versuche mit großer Sicherheit gezeigt. Auch haben die Prüfungen deutlich zu erkennen gegeben, daß der Mast vor Eintritt dauernder Formänderungen zunächst das an seiner Einspannungsstelle beim Versuche vorhandene Holzfutter stärker zusammendrückt, daß er also bei seiner Verwendung in der Praxis zunächst, ehe er selbst sich deformiert, kleine und durchaus unschädliche Verdrückungen der ihn dabei umgebenden Erde bedingen wird, die als eine sehr erhebliche, bei der Berechnung nicht in Berücksichtigung gezogene Sicherheit gegen eine Überbeanspruchung, überhaupt gegenüber jeglicher Formänderung des Mastes selbst angesehen werden müssen; es wird sich der im Erdreiche stehende Mast bei stärkerem Spitzenzug zunächst ein ganz wenig schief stellen, soweit ihm dies als einem Einzelteile einer größeren Leitungsanlage ermöglicht ist. Es setzt dies na-

turgemäß aber eine elastisch nachgiebige Materie an seiner Einspannungsstelle, wie sie Erde stets ist, voraus; wollte man den Mast in einem stärkeren, ihn umgebenden Betonkörper fundieren, so würde eine solche geringe Schiefstellung erheblich weniger leicht eintreten und hierbei eher eine kleine Überbelastung gegenüber der in Rechnung gestellten sich ausbilden können. Für normale Fälle aber, wie sie das einfache Umdämmen des Mastendes mit festgestampfter Erde darstellt, bietet diese Einspannungsart einen natürlichen und recht erheblichen, aber nicht berücksichtigten Sicherheitsgrad; um so mehr sollte man sich deshalb auch für die Mastberechnung auf den Standpunkt stellen, den wir heute bei anderen elastischen Baukonstruktionen im Interesse der Wirtschaftlichkeit (und bisher mit bestem Erfolge) eingenommen haben, für selten vorkommende, noch seltener sich addierende und meist auch nur kurz andauernde hohe Belastungszustände, wie sie für Maste z. B. durch hohen Winddruck und hohe Schneelast gegeben sind, mit der Beanspruchung hoch zu gehen, d. h. hier die Sicherheit geringer zu nehmen: Es sei in dieser Hinsicht nur daran erinnert, daß man z. B. nach den Bestimmungen für Eisenbauten im Hochbau in Preußen bis zu einer Beanspruchung des Flußeisens von 1600 k/qcm gehen kann, worin also gegenüber dem Auftreten dauernder Formänderungen eine kaum mehr zweifache Sicherheit, gegenüber dem Bruch eine nur rd. $2\frac{1}{2}$ -fache liegt. In demselben Sinne will es auch im Hinblick auf die voranstehenden Ausführungen, namentlich wegen der durch eine Einspannung in der Erde verringerte Formänderung und in Berücksichtigung der heute fast allgemein innegehaltenen vorerwähnten Grundsätze bei Wahl der erforderlichen Sicherheit zweckmäßig erscheinen, für Mastberechnungen und ein gemeinsames Auftreten von größter Eigen-, Wind- und Schneebelastung eine dreifache Sicherheit als vollkommen ausreichend zuzulassen; es kommt hinzu, daß wohl niemals mit der höchsten Schneehöhe auf den Leitungsdrähten ein starker Sturm zusammenfallen wird, da dieser den Schnee von den Drähten herabwirft oder diese durch ihr Schwanken bei stärkerem Winde den Schnee selbsttätig abschütteln, also bei der Mastberechnung maximale Belastungszustände eingeführt zu werden pflegen, die in der Natur im allgemeinen sich wohl nie addieren dürften.

DIE WISSENSCHAFTLICHEN ERGEBNISSE DES VI. INTERNATIONALEN MATERIALPRÜFUNGSKONGRESSES IN NEW-YORK.

Wer die in der letzten Novembernummer dieser Zeitschrift veröffentlichten Resolutionen über verschiedene unser engeres Fachgebiet betreffende Fragen gelesen hat, die als Ergebnisse des

VI. internationalen Kongresses zu betrachten sind, wird nicht wenig von deren Inhaltslosigkeit überrascht gewesen sein. Mit Recht sagen die „Engineering News“, eine der führenden tech-

nischen Zeitschriften Nordamerikas, in einer Besprechung der Ergebnisse der 3jährigen Arbeit der internationalen Vereinigung: „Man muß sich unwillkürlich die Frage aufwerfen, ob nicht bessere Resultate aus den Beratungen einer so bedeutenden Körperschaft erhalten werden könnten, und ob sich die großen Kosten, die aufgewendete Arbeit und Zeit rechtfertigen lassen, die in keinem Verhältnis zu den Ergebnissen des Kongresses stehen, welche ebenso gut durch Beratungen in den nationalen Ingenieurvereinigungen oder durch Diskussionen in technischen Zeitschriften erreicht werden konnten.“

Wenn ich die Ursachen dieser bedauerlichen Ergebnislosigkeit erklären soll, muß ich vorerst kurz einiges über die Vorbereitungen der Resolutionen mitteilen:

Die wichtige Frage der beschleunigten Volumbeständigkeitsprüfung des Zementes ist neuerdings zur Prüfung an einen Ausschuß verwiesen worden, nachdem sich die Mehrheit des V. Kongresses für die Gültigkeit der Le Chatelierprobe ausgesprochen hat. Wenn diese Frage auch eine rein zementtechnische Frage ist, so haben wir Ingenieure, die sich mit Beton und Eisenbeton befassen, das größte Interesse an ihrer Klarstellung. Diejenigen, die den Zement verbrauchen, haben nicht nur das Recht, sondern auch die Pflicht, sich mit den Prüfungsmethoden des Zementes und deren Bedeutung recht vertraut zu machen, damit sie vor unangenehmen Erfahrungen bewahrt bleiben. Ich erwähne dies, weil manchmal Stimmen laut werden, welche die Frage der Zementprüfungen nur für die Zementtechniker in Anspruch nehmen. Die deutschen Zementtechniker waren schon in Kopenhagen gegen die Le Chatelierprobe, weil durch wissenschaftliche Untersuchungen nachgewiesen wurde, daß sie nicht einwandfrei ist. Trotzdem kam es zu dem bekannten Beschluß auf dem Kopenhagener Kongreß, diese beschleunigte Volumbeständigkeitsprüfung als internationale Prüfungsmethode anzuerkennen. Daß ein derartiger Beschluß, gegen den wissenschaftlich begründete Bedenken vorlagen, wertlos ist, ist leicht einzusehen. Seit dem letzten Kongreß haben neuere Untersuchungen die früheren Bedenken verstärkt, auch bei nichtdeutschen Mitgliedern des Verbandes, besonders unter den amerikanischen Kollegen. Unter diesen Umständen war es nur eine taktische Frage, wie der Kopenhagener Beschluß beseitigt werden könnte. Die Beratung dieser Angelegenheit war sehr lebhaft. Ein englischer Zementtechniker, Mr. Blount, hatte sich auf dem früheren und letzten Kongreß in Wort und Schrift für die Le Chatelierprobe eingesetzt. Er hatte aber die Taktlosigkeit, dies in einer für die deutsche Zementindustrie verletzenden Weise zu tun. Er wurde von dem deutschen Vertreter der Portland-

zementfabrikation, Dr. Müller, durch wissenschaftliche Argumente in ebenso würdiger wie überzeugender Weise bekämpft. Sein Eingreifen in die Diskussion hat es bewiesen, daß in wissenschaftlichen Fragen nur sachliche und nicht persönliche Gründe überzeugen können.

Es war deshalb zumindest überflüssig, daß der offizielle Vertreter des Königl. Materialprüfungsamtes, Professor Gary, die Diskussion in einer für den Engländer scharf verletzenden persönlichen Form geführt hat; die wissenschaftlichen Gründe hätten und haben auch vollkommen genügt, um die schließlich herbeigeführte Umstoßung des Kopenhagener Beschlusses herbeizuführen.

Allgemein hat man bei der Behandlung dieser Frage sehen können, daß Beschlüsse auf internationalen Kongressen nur dann von Wert und bindend sein können, wenn sie nicht gegen die wissenschaftlich begründeten Bedenken einer bedeutenden Minderheit gefaßt werden.

Die Frage der Prüfung plastischer Mörtel ist auch eine von denjenigen zementtechnischen Fragen, welche für den Zementverbraucher von größter Wichtigkeit sind. Es sei kurz darauf hingewiesen, um was es sich hier handelt. In seinem Berichte schreibt Prof. Schüle in Heft XIII, 1 der Mitteilungen des internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik u. a.:

„Die Verschiedenheit der Prüfungsmethoden: mit plastischem Mörtel in einzelnen Ländern, mit erdfeucht, maschinell stark eingestampften Mörteln in anderen Ländern führte den Berichtersteller dazu, dem Kongreß in Brüssel zur einheitlichen, vergleichenden Prüfung die Festigkeitsbestimmung mittels Prismen von $4 \times 4 \times 16$ cm aus plastischem Mörtel 1:3 vorzuschlagen, welche zuerst auf Biegung, sodann mit den Hälften der Probekörper auf Druck erprobt werden sollen. Dieser Vorschlag führte in der Zeit zwischen dem Brüsseler und dem Kopenhagener Kongreß zu Untersuchungen, welche gestattet haben, die Prüfungsmethode näher zu präzisieren, indem bei der Prüfung von Portlandzement das Prinzip der konstanten Menge des Anmachwassers für denselben Sand zur Fabrikation des Mörtels 1:3 eingeführt und die vorherige Abwägung der zur Erzeugung eines jeden Prismas nötigen Mörtelmenge festgesetzt wurde. Unter diesen Bedingungen wird, was bisher bei Festigkeitsversuchen mit plastischem Mörtel nicht erzielt worden war, dasselbe Raumgewicht aller Probekörper, sowie eine große Gleichmäßigkeit in den einzelnen Festigkeitsresultatengesichert, sobald der Laborant sich die Praxis der sehr einfachen Handhabung dieser Prüfungsmethode angeeignet hat, wie dies auch bei jedem andern Prüfungsverfahren der Fall sein muß.“

Demgegenüber schreibt Prof. Gary in seinem Berichte XIII, 2 derselben Mitteilungen:

„Die deutschen Mitglieder des „Internationalen Verbandes“ haben gegenüber den Vorschlägen der Zementprüfung unter Zugrundelegung plastischer Mörtel von vornherein einen ablehnenden Standpunkt eingenommen; sie stützen sich auf alte Erfahrungen und haben die Meinung vertreten, daß Deutschland ein vollkommen ausgebildetes Prüfungsverfahren der hydraulischen Bindemittel besitzt, welches die Mängel der Prüfung mit plastischen Mörteln nicht aufweist, und daß aus diesem Grunde weder für die deutsche Zementindustrie, noch für die deutschen Verbraucher Veranlassung vorliegt, von den alten bewährten Verfahren zugunsten anderer, bisher in solchem Umfange noch nicht erprobter Verfahren abzugehen.

Nach diesen Versuchen würde die Biegeprobe an plastisch hergestellten Stäben als entscheidende Zementnormenprobe unter keinen Umständen zu empfehlen sein. Sie würde einen Rückschritt gegenüber den jetzt üblichen Prüfungsverfahren bedeuten; denn die Möglichkeit der Gewinnung vergleichbarer Werte an verschiedenen Stellen und zu verschiedenen Zeiten ist das erste Erfordernis, das an eine Normenprobe gestellt werden muß.“

Hier stehen sich zwei Meinungen gegenüber, und ich muß bekennen, daß für mich die Schweizer Versuche so überzeugend waren, daß ich eine Fortführung der Untersuchungen für notwendig hielt, um so mehr als ich auf dem Standpunkt stehe, daß das Material in einem annähernd ähnlichen Zustande geprüft werden soll, wie es verbraucht wird.

Prof. Gary vertrat seine in der Schrift niedergelegte Meinung auf dem Kongreß, und ich hielt es nach dem Studium der Frage für notwendig, vom Standpunkte des Eisenbetoningenieurs der Behauptung zu widersprechen, daß in Deutschland kein Bedürfnis vorliege, die bisherige Methode zu ändern. Ich erklärte, daß die vorliegenden Versuche es zumindest notwendig machen, die Untersuchungen fortzusetzen.

Der Vertreter des Berliner Polizeipräsidiums Regierungsrat Dr. Friedrich erklärte es von seinem Standpunkte ebenfalls für wünschenswert, die Frage der Prüfung der plastischen Mörtel eingehend weiter zu verfolgen.

Diese aus rein wissenschaftlichen Gründen geführte Diskussion nahm Prof. Gary zum Anlaß einer ebenso wenig angebrachten als sachlichen Erwiderung. Er erklärte, wir verwechselten Zementprüfung mit Betonprüfung. Mir gegenüber erklärte er ferner, daß ihm in offizieller Eigenschaft in Deutschland niemals ähnliche Behauptungen geäußert worden sind, er bedauere es, daß ich nicht schon früher meine Ansicht ausgesprochen habe, und bedauere es ferner, daß durch meine Diskussion dem Ausland wieder der Anlaß gegeben werde, von der sprichwörtlich gewordenen Uneinigkeit der Deutschen zu sprechen.

Prof. Gary betonte seine offizielle Eigenschaft. Daß ich nicht offiziell gesprochen habe, wußte jeder, und ich habe weder den Ehrgeiz, noch das Verlangen, in einer wissenschaftlichen Diskussion in anderer als rein persönlicher Weise meine Meinung zu äußern. Ich begnügte mich zu erwidern, daß ich bisher keine Gelegenheit hatte, meine Meinung zu äußern und wies die Behauptung zurück, daß ich Zementprüfung mit Betonprüfung verwechsle. Ich wiederholte vielmehr mit Nachdruck, daß ich nach wie vor es für richtiger halte, die Prüfung des Zements bzw. des Mörtels in einer Form durchzuführen, wie er im Beton und Eisenbeton verbraucht wird.

Herr Prof. Gary war offizieller Vertreter des Königl. Materialprüfungsamtes in Gr. Lichterfelde und nicht offizieller Vertreter aller deutschen Mitglieder des internationalen Verbandes. Ich für meine Person lehne diese wissenschaftliche Vormundschaft ab und glaube, daß ich nicht allein mit meiner Meinung dastehe. Bedauerlich ist nur, daß bei einer derartigen Diskussion in wissenschaftlichen Fragen das Niveau nicht gehoben wird.

Es ist daher erfreulich, daß der Kongreß wenigstens beschloß, die Frage der Prüfung plastischer Mörtel weiter zu verfolgen.

Neben diesen beiden meist umstrittenen Fragen hat es noch andere wertvolle wissenschaftliche Fragen gegeben, welche aber in etwas ruhigerer Weise ebenso behandelt wurden wie diese. Die gefaßten Resolutionen habe ich bereits in der Novembernummer veröffentlicht.

Die Ursachen für die geringen positiven Ergebnisse des VI. internationalen Materialprüfungskongresses möchte ich, wie folgt, zusammenfassen: Die ermüdenden Verhandlungen in drei Sprachen, welche eine eingehende Besprechung verschiedener wichtiger Fragen erschwerten, die unerfreulichen, zum Teil persönlich geführten Diskussionen und schließlich das Abweichen von den Grundsätzen des internationalen Verbandes, welcher einheitliche Methoden als Ergebnisse wissenschaftlicher Forschungen festlegen soll. Daß dies geschehen kann, ohne wirtschaftliche Interessen in den Vordergrund zu stellen, ist zweifellos. Diese sollen nicht als Ausgangspunkt, sondern als Folgen der wissenschaftlichen Forschung behandelt werden.

Wenn aber wirklich nur wissenschaftlicher Geist auf derartigen internationalen Veranstaltungen vorherrschen wird, wird auch eine Verständigung möglich sein; jeder einzelne wird dann auch frei nach seiner wissenschaftlichen Überzeugung ohne Unduldsamkeit gegen andere handeln können. Dann erst werden internationale Kongresse von Wert sein, und daß dies in Zukunft möglich ist, daran glaube ich noch. Dr. E. Probst.

LITERATURSCHAU.

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Neue Substanz zur Erhöhung der Festigkeit von Portlandzement. Von Ferd. M. Meyer. Verfasser berichtet eingehend über Versuche, die er mit dem Gichtstaub, einem Produkt, welches sich aus den Gichtgasen der Hochöfen in der Leitung absetzt, als Zuschlagstoff zum Portlandzement gemacht hat. Während der Gichtstaub, der sich in den Leitungen zwischen Hochöfen und Verbrauchsstelle absetzt, dem Zement beigefügt, die Festigkeiten stark verringert, zeigen die Versuchsergebnisse, daß ein Zusatz von 10% Gasfilterstaub, der so fein ist, daß er auf dem 5000-Maschensieb keinen Rückstand hinterläßt, eine auffallende Erhöhung der Druckfestigkeit ergibt, die größer ist, als sie durch den Zusatz von granulierter Hochofenschlacke erreicht werden kann. Dieser Gasfilterstaub wird durch die Feinreinigung der Gichtgase nach dem Verfahren Halbergerhütte-Beth gewonnen. Tonindustrie-Ztg 1912. Nr. 142.

2. Prüfung und Untersuchung.

Universal-Prüfmaschine. Von Dr. techn. Max Kurrein in Charlottenburg. Mit Abbildungen wird die eingehende Beschreibung der Universal-Prüfmaschine „Immerfertig“ der Düsseldorfer Maschinenbau-A.-G. vorm. J. Losenhausen gegeben. Ztschrift d. V. D. I. 1912. Nr. 48. Bd. 56.

Die Quellung des Zementes und Betons. Von P. Rohland in Stuttgart. Verfasser bespricht unter Bezugnahme auf seine früheren Arbeiten auf diesem Gebiete das Abbinden des Zementes bis zur eigentlichen Erhärtung. Er weist hierbei besonders auf die Quellung hin, die beweist, daß die Erhärtung nur auf kolloidchemischer Grundlage beruhen kann, weil nur kolloide Stoffe, nicht aber kristalloide quellen können. Zentralbl. d. Bauv. 1912. Nr. 83.

Die Rostgefahr bei Eisen- und Eisenbetonhochbauten. Nach einem Bericht des dem Generalkonsulat in New York beigegebenen Wasserbauinspektors Quedfeld. Es werden die Ergebnisse bekannt gegeben, die beim Abbruch von Wolkenkratzern an dem ummantelten Eisengerippe bei ihrer Untersuchung auf Rost sich gezeigt haben, auf die in Amerika im Gegensatz zur deutschen Ansicht herrschende Meinung hingewiesen, nach der die Amerikaner die Eiseneinlagen im Eisenbeton rostfrei einlegen und Mitteilungen über Zerstörung eines Eisenbetonbaues durch den elektrischen Strom gemacht. Verfasser kommt danach zu dem Schlusse: die bisherigen sich über mehrere Jahrzehnte erstreckenden Erfahrungen in

Amerika gemahnen zwar zur Vorsicht bei Verwendung des Eisengerippe- und des Eisenbetonbaues — vor allem ist Sorge zu tragen, daß das Eisen nicht in stark gerostetem Zustande mit Beton umgeben wird, und daß umherirrende Ströme von Gebäuden ferngehalten werden —, zeigen aber auch, daß bei Anwendung der erforderlichen Sicherheitsmaßnahmen von einer die Haltbarkeit des Gebäudes im Laufe der Jahre in Frage stellenden Rostgefahr wohl nicht gesprochen werden kann. Zentralbl. d. Bauv. 1912. Nr. 95.

Lagerung von Kohlen auf Zementbelag. Von Karl Reinboldt. Bei den Kohlen, die im Freien auf Zement- oder Eisenbetonböden lagern, wird der in den Kohlen enthaltene Schwefel durch die Aufnahme von Sauerstoff unter der Einwirkung der Niederschlagsfeuchtigkeit in Schwefelsäure verwandelt. Durch diese Schwefelsäure wird nun der Zementestrich durch Treiberscheinungen zerstört. Hiergegen hilft nur ein Anstrich mit Teer-asphalt, der erst dann möglichst warm aufzutragen ist, wenn der Beton abgebunden hat, weil sich sonst Blasen bilden, die den Beton nach und nach wieder freilegen. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 139.

3. Wirtschaftliches.

Der VI. Kongreß des Internationalen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik. Kurze Angabe der vom Kongreß gefaßten technischen Beschlüsse über Zement, Mörtel und Beton. Ztschrift d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1912. Nr. 45.

Deutsche Zementwarenfabrikanten in Dänemark. Von Hans Urbach. In dem Aufsatz über eine Studienreise deutscher Zementwarenfabrikanten nach Dänemark sind mit Abbildungen einige bemerkenswerte Beschreibungen von Rohstampf- und Zementdachstein-Maschinen enthalten. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 142.

II. Theorie.

Die wirtschaftlich vorteilhafteste Höhe der Eisenbetonbalken. Von Professor P. Suenon, Kopenhagen. Ableitung von Formeln zur Ermittlung der billigsten Querschnittshöhe eines Balkens bei konstanter und bei mit der Höhe zunehmender Balkenbreite. Anwendung auf Beispiele. Beton u. Eisen 1912. Heft XIX.

Druckbewehrung in Eisenbetonbalken. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick. Bei geringer verfügbarer Konstruktionshöhe verlangen alle Eisenbetonverordnungen eine Bewehrung der Druckzone durch Längseisen, sofern die starke Belastung ein Überschreiten der Druckspannung von 40 kg/qcm bedingen würde. Die Zweifel der

Praktiker über die Wirksamkeit dieser Eisen sind durch Versuche über diese Wirksamkeit schon mehrfach untersucht worden. Verfasser bespricht nun insbesondere die Versuche von Dr.-Ing. Saliger, die ergeben haben, daß die zulässigen Druckbeanspruchungen mit zunehmender Zugbewehrung wachsen. Damit wird die schon längst von Prof. Schüle vorgeschlagene Formel für die zulässige Betondruckspannung $\sigma_b = 40 + 0,05(1200 - \sigma_e)$ bestätigt, die bei wachsender Zugbewehrung eine wachsende zulässige Betonpressung ausdrückt. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 142.

Untersuchung über die Kraftrichtung in schiefen Platten. Von C. Busemann in Lübeck. Es wird durch Anschauung, Rechnung und Versuch gezeigt, daß die Auflagerresultierende bei schiefen Platten auf 2 Stützen nicht in der Mitte der Stützen, sondern mehr nach den stumpfen Ecken hin liegt. Es werden zwei Annäherungsverfahren zur Berechnung der Lage der Resultierenden für eine Einzellast in der Mitte, sowie für gleichmäßig verteilte Last gegeben. Auch wird noch darauf hingewiesen, daß bei schiefen Gewölben positive Momente (oben Druck-, unten Zugspannung) die Resultierende nach den stumpfen Ecken hin, negative Momente (oben Zug-, unten Druckspannung) sie nach den spitzen Ecken hin lenken. Mit Abb. Zeitschr. d. V. d. I. 1912. Nr. 47.

Beitrag zur Berechnung von kontinuierlichen Bogenträgern. Von Dr.-Ing. Karl Federhofer in Graz. Verfasser untersucht in seinem Aufsatz kontinuierliche Bogenträger, bei denen die Verbindung zweier aufeinanderfolgender Bogen mit auf wagerechter Bahn verschieblichen Gelenken geschieht, während die äußersten Enden auf unverschieblichen Gelenken gelagert sind. Hier wird die graphische Untersuchung dieses Systems auf Grund der von Prof. Ritter für den Bogen mit zwei Gelenken angegebenen Methode erörtert. Am Schluß wird die Anwendung dieses Verfahrens als Beispiel am Tragwerke der Marburger Draubridge gezeigt. Schweizer. Bauztg. 1912. Bd. 60. Nr. 21.

Berechnung gewölbter Platten. Von Ingenieur Huldreich Keller in Zürich. Die Berechnung soll die Möglichkeit bieten, in einer als Drehkörper durchgebildeten, gewölbten (oder ebenen) Platte, welche von einer Seite durch einen Gas- oder Flüssigkeitsdruck belastet ist, in jedem Punkte die Beanspruchung und die Formänderung zu ermitteln. Die Platten dürfen hierbei im Gegensatz zu den bisher bekannt gewordenen Rechnungsmöglichkeiten veränderliche Dicke, veränderlichen Wölbradius und Bohrung in der Mitte haben.

Für die Berechnung gewölbter Platten werden drei Haupt-Differentialgleichungen aufgestellt, die nach dem Verfahren des „Rechnens mit kleinen Differenzen“ zu verwerten sind. An drei verschie-

denen Platten werden für jeden Punkt des Meridianquerschnittes die Radial- und die Tangentialspannungen und für die Mittelfaser die Durchbiegung, wie sie mittels dieses Verfahrens berechnet wurden, bildlich dargestellt. Zeitschr. d. V. d. I. 1912. Bd. 56. Nr. 50.

Scherspannungen bei Röhren. Von Prof. Ramisch. Bei schlecht verlegten Rohrleitungen im Erdreich treten neben den Biegebungsbeanspruchungen auch Scherbeanspruchungen auf. Bei Eisenbetonröhren ist diese zulässige Scherbeanspruchung nur vom Beton abhängig. Verfasser entwickelt hierfür für den Beton allein eine Formel. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 139.

Muß bei der Berechnung der Standicherheit von Pfeilern der Auftrieb des Wassers berücksichtigt werden? Von Schaper, Stettin. Verfasser kommt in seiner Untersuchung zu dem Schlusse, daß man unter allen Umständen bei der Bestimmung der Bodenpressung unter Brückenpfeilern ungünstiger rechnet, wenn man den Auftrieb vernachlässigt, und daß man, wenn man den Auftrieb berücksichtigen will, ihn in seiner tatsächlichen Größe, z. B. $= \frac{5}{11}$ der Grundfläche mal der Wasserhöhe mal 1 einführen muß. Zentralbl. d. Bauv. 1912. Nr. 81.

Über die Größe des Auftriebes unter Pfeilern und Ufermauern. Von O. Franzius, Berlin. Es wird auf Grund der Versuche von Engels: Über den Wasserdruck im Boden der Auffassung von Schaper entgegen getreten. Bei einem Untergrund, dessen Undurchdringlichkeit für Wasser nicht völlig feststehe, sei es notwendig, mit dem vollen Auftriebe zu rechnen. Zentralbl. d. Bauv. 1912. Nr. 89.

In derselben Zeitschrift Nr. 94 tritt Dr. H. Zimmermann in einem Aufsatz: Über die Wirkung des Auftriebes unter Pfeilern der Ansicht Schapers bei und der Meinung von O. Franzius entgegen.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Auswertung der Ergebnisse von Versuchen mit Beton- und Eisenbetonsäulen. Von Ing. Joseph Ant. Spitzer, Wien. Verfasser verweist auf die Ergebnisse der Versuche mit Eisenbetonsäulen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ und des „Eisenbeton-Ausschusses des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins“, die die Erkenntnis über das Verhalten von auf Druck beanspruchter Eisenbeton-Verbundkörper wesentlich erweitert haben, und versucht, die Ergebnisse einiger früher erschienenen Veröffentlichungen auf Grund der gewonnenen Erkenntnis zu untersuchen und auszuwerten. Er behandelt A.: Säulenversuche von Dr.-Ing. Fritz v. Emperger und B.: Tetmajers Versuche mit Eisenbetonsäulen, mitgeteilt von Prof. Bernhard Kirsch u. Dr.-Ing. Rudolf Saliger. Die Ergebnisse

der verschiedenen Versuche sind zum Teil in Linienbildern vergleichsweise zusammengestellt. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XIX.

Festigkeitsversuche an eisernen Fachwerkmasten, ausgeführt von der Brückenbauanstalt Alb. Buß u. Co., A.-G. in Wyhlen (Baden). Von Direktor Dr.-Ing. L. Schaller. Bei dem immer größer werdenden Einflußgebiet der Überlandkraftwerke hat die Brückenbauanstalt auf Anregung des Kraftwerkes Rheinfelden eine Reihe von Versuchen der tatsächlichen Standfestigkeit eiserner Gittermasten für Hochspannungsleitungen angestellt. Diese haben ergeben, daß die Vorbedingung für genügende Standfestigkeit ein guter Fundamentbeton, daß also Sparsamkeit bei der Gründung am falschen Platze ist. Des weiteren ist die Aufnahme von Bestimmungen über Knickfestigkeitsrechnungen in die Normalien des Verbandes deutscher Elektrotechniker wünschenswert, weil sich sonst in manchen Fällen zu geringe tatsächliche Sicherheiten für die normalen Masten ergeben. Die Richtigkeit der Tetmajerschen Knickformeln wird bestätigt. Die Eulersche Formel erweist sich im Gebiete der Tetmajer-Formel auch für die Gittermastkonstruktionen als nicht zutreffend. Mit Abb. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1912. Band 56. Nr. 47.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Die Feuersicherheit in Theatern. Von C. Kortum. Verfasser bespricht eingehend auf Grund der Ergebnisse bei den großen Theaterbränden, der Versuche bei den Modelltheaterbränden und der physikalischen Gesetze die bei einem Theaterbrand auftretenden Erscheinungen. Er zeigt, welche gewaltigen Kräfte auf Schürze und eisernen Vorhang hierbei in Wirkung treten, und kommt zu dem Ergebnis: Von den Rauchklappen hängt alles ab. Deutsche Bauzeitung 1912. Nr. 93.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton. Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Einsturz eines Daches aus Eisenbeton. Beschreibung der Konstruktion und der Ausführung. Das gerichtliche Verfahren ergab Widersprüche der beiderseitigen Sachverständigen, so daß es mit Freispruch des angeklagten bauleitenden Ingenieurs endete. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XIX.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Der Deutsche Ausschuss für Eisenbeton gibt als erstes Beispiel seiner Unfallstatistik für Eisenbetonbauten den

Einsturz eines Daches aus Eisenbeton heraus. Die Unfälle, die durch Vermittlung der Staatsanwaltschaften oder der Baupolizeibehörden zu seiner Kenntnis gelangen, werden in Zukunft unter obiger Überschrift in verschiedenen technischen Zeitschriften veröffentlicht. Die Namen der in Frage kommenden Orte und Persönlichkeiten werden in der Regel nicht genannt. Tonindustriezeitung 1912. Nr. 136.

2. Ausführungen im Hochbau.

Sprengwände in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. H. W. K. Ziesemer. Die Ausführungen behandeln ein Fachgebiet, das bisher in Deutschland noch wenig beschrieben worden ist. Die Sprengwände haben den Zweck, große Spannweiten zu überwinden. Sie stellen hohe Eisenbetonunterzüge dar, die gleichzeitig als Zwischenwände, Außenwände u. dgl. z. B. bei Saalbauten, Theatern benutzt werden können. Verfasser bespricht die Vor- und Nachteile dieser Sprengwände und gibt einige Beispiele. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 136.

Die Eisenbetonkonstruktionen am Neubau des Gymnasiums der Benediktinerabtei Kloster Ettal (Oberbayern). Von Ing. Gall, München. Verwendung von Eisenbeton bei Schaffung größerer Räume im Kloster Ettal durch teilweise Beseitigung von Zwischenwänden und Ausbildung der darüberliegenden als Fachwerksträger. Mit Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XVIII.

Der Neubau der Sulfit-Zellstofffabrik zu Maltzsch a. O. Von Ingenieur Wilhelm Iwand, Hirschberg i. Schl. Beschreibung der umfangreichen Verwendung von Eisenbeton bei Herstellung der genannten Fabrik, im allgemeinen weitgespannte, eingeschossige Hallen, deren Tragkonstruktion aus zwei- bzw. dreistieligen Eisenbetonrahmenbindern in Abständen von 5 m gebildet wird. Zur Vermeidung der Tropfgefahr zufolge der in fast allen Räumen entstehenden Dämpfe und hohen Wärmegrade wurde als Decke eine Eisenbetonhohlsteindecke „System Conrad“ gewählt. Hervorzuheben ist noch die Bauart und Ausführung des 31,4 m hohen Kocherturmes, der von 12 Eisenbetonsäulen getragen wird und zur Aufnahme des zurzeit größten eisernen Kochers der Welt mit 6,3 m l. Ø und 14,7 m Höhe, also 316 m³ Fassungsvermögen bestimmt ist. Weitere Angaben über die Berechnung und Einzelheiten der Ausbildung. Mit vielen Abb. Beton u. Eisen 1912. Heft XIX.

Vierendeelbalken und Kahneiseneinlagen. Von Ziviling. Max Scheudera, Barmen. Beispiel über Anwendung des Vierendeelträgers als Unterzug unter dem Dachbinder zur Vermeidung von Zwischenstützen. Angaben über Be-

wehrung und Einschalung. Mit Abb. Beton u. Eisen. 1912. Heft XVIII.

Die Wirtschaftlichkeit der amerikanischen Wolkenkratzer. Nach einem Berichte des dem Generalkonsulat in New York beigegebenen Wasserbauinspektors Quedefeld. Nicht technische Gründe, sondern wirtschaftliche werden wohl allmählich den Wolkenkratzerbau einschränken. Zentralbl. d. Bauv. 1912. Nr. 96.

Anwendungsmöglichkeiten des Eisenbetons im Zechenbetriebe über Tage. Von Dipl.-Ing. Viktor Mautner, Dortmund. Nach kurzem Hinweis auf die besonderen Vorzüge der Eisenbetonbauweise für die Zechenbetriebe gegenüber anderen Baustoffen werden eine Reihe Anwendungen auf Zeche Hermann I—III angeführt und kurz an Hand von Abb. beschrieben. Zuerst die Verbindungsbrücke zwischen Hängebank und Kauengebäude mit kontinuierlichen Vierendeelträgern von 3,90 m Höhe; weiter das Verwaltungs- und Zechengebäude, wobei die Lohnhalle als Hauptversammlungsraum wegen etwas reicherer architektonischer Ausbildung hervorzuheben ist; dann das Fundament für eine Turbinenanlage von 3800 KW Leistung. Des weiteren werden Anlagen aus Eisenbeton auf der Zeche der Wendel bei Hamm in Westf. kurz beschrieben, so z. B. Kokskohlentürme, das sind Silobauten von 24×23 m Grundfläche und 27,25 m Gesamthöhe mit 16 Einzelzellen zur Lagerung von Feinkohle. Die Berechnung der Außen- und Zwischenwände der Zellen erfolgte als in sich geschlossener Träger mit einem spez. Gewicht der Feinkohle von 1000 kg/m^3 und einem Böschungswinkel von 45° nach den Beziehungen:

$$\text{Eckmoment } M = - \frac{1}{12} p \cdot \frac{l^3 + b^3}{1 + b}$$

und hieraus das Moment in der Mitte der Seite 1 bzw. b:

$$M = \frac{p l^2}{8} - \frac{1}{12} p \cdot \frac{l^3 + b^3}{1 + b}$$

beziehungsweise

$$M = \frac{p b^2}{8} - \frac{1}{12} p \cdot \frac{l^3 + b^3}{1 + b}$$

Jede Silozelle besitzt 4 Auslaufrichter, die auf einem System von Verstärkungsrippen so gelagert sind, daß diese den Bodendruck auf die in den Kreuzungspunkten der Silowände angeordneten Stützen übertragen. Es folgen Angaben über die Kokereianlage und zwar sind es hier die Maschinenbahn und die Kokslöschbühne, die sich zur Verwendung von Eisenbeton vornehmlich eignen. Bemerkenswert ist namentlich erstere, eine Brückenkonstruktion von 150 m Länge. Die Belastung besteht hier außer dem Eigengewicht aus dem Gewicht der Koksaustrückmaschine von 100 t und einem horizontalen Stempeldruck von 25 t. Ent-

sprechend den 4 Schienen, auf denen die Maschine läuft, sind 4 Gleisträger vorhanden, kontinuierlich über je 6 m Feldweite. Zur Stützung dienen Eisenbetonböcke, die als Zweigelenksfeifrahmen mit schräggestellter Innenstütze zur Aufnahme des Seitenschubs ausgebildet sind. Der Gang der Berechnung wird mitgeteilt. Mit zahlr. Abb. vieler Einzelheiten. Beton u. Eisen 1912. Heft XVIII und XIX.

Leuchtturm aus Eisenbeton auf der Insel Goeree (Niederlande). Nach De Ingenieur 1912. Nr. 30. Schlanker Leuchtturm von rund 46 m Höhe des Brennpunkts der Linsen über Gelände aus Eisenbeton, Angaben über die Berechnung und Herstellung. Die Ausführung in Beton wurde gewählt, nachdem ein Vergleich mit den Anlagekosten bei Verwendung von Gußeisen eine wesentliche Ersparnis bei der erstgenannten Bauweise gegenüber der andern ergeben hatte.

Über Feuchtigkeiterscheinungen an Bauwerken und das neue Verfahren System Knapen für fachgemäße Trockenlegung und Assanierung. Vom städt. Ing. Fritz Willfort. Verfasser bespricht zunächst die Arten und Ursachen der Feuchtigkeit, erläutert die physikalischen Gesetze, die den Feuchtigkeiterscheinungen zugrunde liegen, und kommt damit auf die Mittel ihrer Beseitigung. Er beschreibt dann an Beispielen das System Knapen, das auf Grund dieser Erkenntnis ausgebildet worden ist. Mit Abb. Ztschr. d. Österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1912. Nr. 46.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eisenbetonbrücken im Bayerischen Wald. Von Obering. C. F. Müller, Regensburg. Einige Mitteilungen über Entwurf und Ausführung einer Fahrstraßenbrücke über den Weißen Regen bei Regenstein-Kötzting. Balkenbrücke auf zwei Mittelstützen mit auskragenden Enden bei 13,80 mittlerer und 4,80 m seitlicher Stützweite. Straßenbreite 3,50 m, 4 Hauptträger nebeneinander. Eisenbetonbrüstungen. Gutes Aussehen. Mit Abb. s. a. L. Dezember 1912 V, III, S. 465. Beton u. Eisen 1912. Heft XVIII.

Warthebrücke bei Neustadt in Posen. Von Regierungsbaumeister Meyer in Rendsburg. Es wird eine 201 m lange Strombrücke und eine 57 m lange Flutbrücke, die als Plattenbalkenbrücke mit je 24 m Entfernung der Pfeilermitten und 21,0 m theoretischer Stützweite im Eisenbeton ausgeführt wurde, mit zahlr. Abb. und Einzelheiten näher beschrieben. Die Untersuchungen, die vor der Ausführung der Warthebrücke an einer Probebrücke auf dem Bauplatz der ausführenden Firma Windschild und Langelott auf dem Bauhofe in Cossebaude bei Dresden von der Königl. mechanisch-technischen Versuchsanstalt Dresden durch eine Probelastung angestellt wurden,

werden mit ihren Ergebnissen eingehend angeführt. Zentralblatt d. Bauv. 1912. Nr. 97.

Gutachten über die Ursachen des Einsturzes des Lehrgerüsts des Val Mela-Viaduktes. Von R. Weber und S. Grosjean, St. Gallen und Aarau. Das Gutachten behandelt den Einsturz des Lehrgerüsts für ein Gewölbe von 38,9 m Spannweite. Das Lehrgerüst ist als ein kombiniertes Sprengwerk und Hängewerk konstruiert und zwar derart, daß auf einem unteren festen Sprengwerkssystem ein oberes bewegliches Sprengwerk mit Gegenstreben aufruft. Mit Abb. Schweizer. Bauztg. 1912. Bd. 60. Nr. 21.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Der Eisenbeton im Wasserbau. Kurzer Auszug aus dem Bericht über die Frage der Verwendung des Eisenbetons im Wasserbau auf dem 12. Internationalen Schiffahrtskongreß. Tonindustrie-Ztg. 1912. Nr. 139.

Le métropolitain de Paris. Umfangreiche Betonarbeiten unter Wasser sind beschrieben. Mit guten Abb. Le Génie civil 1912. Nr. 19.

Les agrandissements du port d'Anvers; construction du tronçon sud du bassin-canal et des deux darses correspondantes. In der Beschreibung über die Erweiterung des Hafens von Antwerpen findet sich u. a. eine gute Darstellung der Anlagen zur Betonbereitung, die sehr zweckmäßig angeordnet sind. Mit guten Abb. Le Génie civil 1912. Nr. 13.

Offene Pfahldämme und Ufersicherungen aus Eisenbeton am Missouri und Mississippi. Von M. von Pagenhardt, Dipl.-Ing., zurzeit Kansas City, Missouri. Die erfolgreichen Bestrebungen der Regierungsingenieure der Vereinigten Staaten, Eisenbeton in den offenen Pfahldämmen und Ufersicherungen des Mississippi und des Missouri soweit als möglich zu verwenden, werden beschrieben. Die Ingenieure des Missouri-bezirkes sind hier bahnbrechend vorgegangen und haben seit 1909 zwei- und dreireihige, bis 150 m lange Pfahldämme aus schweren Eisenbetonpfählen

gebaut, während man sich in den Sicherungen der Uferböschungen durch Beton auf Überwasserarbeiten beschränken mußte.

Diese offenen Pfahldämme und Ufersicherungen haben sich als wirksames Schutzmittel der Ufer bewährt und eine Vertiefung der Fahrrinne bewirkt, sie beseitigen aber die durch die jährlichen Überschwemmungen und Verschiebung der Fahrrinne der geschiebereichen Flüsse entstehenden Schwierigkeiten nicht. Immerhin bilden sie ein wirksames Hilfsmittel ihrer Regulierung und gliedern sich gut in einen endgültigen Regulierungsplan mit festen Staudämmen, der noch auf seine Ausführung wartet. Mit Abb. Ztschr. d. Ver. Dtsch. Ing. 1912. Bd. 56. Nr. 50.

Die Talsperre bei Mauer am Bober. Beschreibung dieser großen, jüngst eingeweihten Staumauer mit Kraftanlage. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverw. 1912. Nr. 93.

Le barrage en beton armé de La Prele. Talsperre aus Eisenbeton, von 40 m Höhe für 30 Mill. cbm. 100 m obere, 33 m untere Länge. Die Neigung der Rückwand ist 40° gegen die Wagrechte; sie wird alle 5,5 m durch senkrechte Wände gestützt, die unter sich wieder mittels wagrechter Balken versteift sind. Mit Abb. Le Génie civil 1912. Nr. 22.

La batterie des Maures dans la rade d'Hyères. Die schon oft beschriebene Versuchstation für Torpedos wird beschrieben und in guten Abb. dargestellt. Le Génie civil 1912. Nr. 23.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Die Verwendung von Beton für Bürgersteige, Bahnsteigkanten und ähnliche Bauausführungen. Von Brabandt (Siegen, Westf.). Nachdem der Verfasser die Gründe besprochen, die die Ursache zu den schlechten Erfahrungen dieser Ausführungsart darstellen, bespricht er mit Abb. die Ausbildung von Dehnungsfugen, wie sie besonders in Schottland für Bürgersteige verwendet wird. Zentralbl. d. Bauverw. 1912. Nr. 97.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

ERHÖHUNG DER WIRTSCHAFTLICHKEIT DURCH MODERNE ARBEITSVERFAHREN (SYSTEM TAYLOR).

Von Professor A. Wallichs (Aachen).

Der scharfe Wettbewerb auf allen Gebieten industrieller Tätigkeit hat das Streben nach Verkürzung der Arbeitszeit und Erhöhung der Leistung in den letzten Jahren ganz erheblich gefördert. Bei allen diesen Bestrebungen treten folgende Fragen in den Vordergrund:

1. Sind alle Hilfsmittel, Werkzeuge und maschinellen Einrichtungen so beschaffen bzw. so

vervollkommenet, daß sie die höchstmögliche Leistung gewähren?

2. Wird auch bei der Handarbeit so verfahren bzw. sind die Vorbereitungen und Nebenumstände bei dieser Arbeit so geregelt, daß keine Minute oder Sekunde verloren geht?

Es besteht kein Zweifel, daß fast durchweg der ersten dieser beiden Fragen die gebührende

Aufmerksamkeit von den beteiligten Kreisen geschenkt wird, und wir können deshalb die Beobachtung machen, daß in fast allen Industrien, in denen die maschinelle Arbeit vorwiegt, durch Verbesserung der Maschinen und Einrichtungen ein hoher Grad der Leistung und damit der Wirtschaftlichkeit erreicht ist. Weniger gut bestellt ist es mit der zweiten Frage, der Verbesserung der Verfahren bei der Handarbeit. Für diese ist die Leistung vielfach auf dem Niveau der alten Zeit stehen geblieben, weil man sich nicht die Mühe nahm, diese genau so wie die Maschinenarbeit auf die Möglichkeit der Leistungserhöhung hin systematisch zu untersuchen. Man ließ ihr nicht die gleiche eindringende Beobachtung wie der mechanischen Arbeit zuteil werden und studierte nicht die Frage, ob die für bestimmte Arbeiten verwendeten Zeiten auch wirklich die kürzestmöglichkeiten seien. Die Folge davon war, daß ein ungleich größerer Fortschritt in denjenigen Betrieben festzustellen ist, in welchen die Maschinenarbeit vorherrscht, gegenüber denjenigen, welche vorzugsweise auf die Handarbeit angewiesen sind. Zu den letzteren gehört die für die Leser dieser Zeitschrift hauptsächlich in Betracht zu ziehende Bautätigkeit, zu den ersteren die industrielle Tätigkeit der mechanischen Bearbeitung. Daß aber auch durch eingehende Überlegung und gründliche Zeitstudien bei der Handarbeit sehr viel an Arbeitszeit gespart werden kann, haben uns die Amerikaner gezeigt, bei denen, gezwungen durch die sehr hohen Löhne und angeregt durch die bewunderungswürdigen Erfolge des Reorganisators Fred W. Taylor augenblicklich eine starke Bewegung zur Ausbreitung der sogenannten „durchdachten Betriebsleitung“ („scientific management“) herrscht, deren Wellen auch zu uns herüberschlagen.

Taylor trat mit seinen Grundsätzen zuerst vor etwa 10 Jahren mit der Herausgabe seiner Schrift „Shop management“*) an die Öffentlichkeit; seitdem sind noch eine ganze Anzahl von Schriften durch ihn und seine Schüler über den genannten Gegenstand herausgegeben worden, aber auch durch andere Forscher, welche ihre eigenen Wege gingen, von denen hauptsächlich Harrington Emerson zu nennen ist.

Aus diesen Schriften will ich im folgenden einiges mitteilen und dabei, soweit als möglich, auch auf die Anwendung der Grundsätze auf die Bautätigkeit eingehen, obwohl mir als Maschinenbauer dieses Gebiet ferner liegt.

Taylor begann mit seinen Arbeiten bereits vor etwa 30 Jahren, als er Betriebsleiter in der Werkstätte eines größeren Stahlwerkes in Philadelphia war. Wie so mancher Betriebsleiter hatte er die

Überzeugung, daß die ihm unterstellten Arbeiter nicht das leisteten, was sie bei größerem Fleiß, jedoch ohne Überanstrengung, wohl leisten könnten, ja, daß sie verabrenungsgemäß und absichtlich wenig arbeiten und ihre Meister und Leiter über die wirklich zu erreichende Höchstleistung der Werkzeugmaschinen und Einrichtungen geflissentlich im unklaren zu halten versuchten. Alle seine Bemühungen, die Leute zu einem rascheren und für das Unternehmen nutzbringenderem Arbeitstempo zu veranlassen, scheiterten an allerhand Einwendungen der Leute über die schnelle Abnutzung der Schneidkanten der Werkzeuge, Heißwerden der Arbeitsstücke usw.

Taylor lernte einsehen, daß die Arbeiter über die Leistungsmöglichkeiten der Werkzeugmaschinen und die damit zusammenhängenden Verhältnisse besser unterrichtet waren als die Meister und er selbst. Er beschloß daher, sich durch Versuche und Studien über alle die Arbeitsgeschwindigkeit und den Herstellungsvorgang beeinflussenden Punkte Klarheit zu verschaffen in der richtigen Erkenntnis, daß nur hierin die Grundlage zu einem rüstigen Fortschreiten der Arbeiten und zu einer wirklich gerechten Entlohnung der Arbeiter erlangt werden konnte. Die Bestimmung über die Arbeitsgeschwindigkeit mußte aus der Hand der Leute in die der Leitung gelegt werden, und auf Grund seiner Studien wollte er jedem Arbeiter jeden Tag eine ganz bestimmte Arbeitsaufgabe vorschreiben und ihn durch geeignete Lohnverfahren an der Erreichung dieser Aufgabe interessieren. Es sollten nicht, wie üblich, die Ziele der Leute auf möglichst geringe Leistung, die der Leitung auf möglichst hohe — demnach gegeneinander gerichtet —, sondern gleichgerichtete Ziele beider Parteien auf eine möglichst hohe Leistung sollten angestrebt werden. Damit mußte auch das Kampfverhältnis aufhören und das Einvernehmen zwischen Arbeitgeber und Arbeitnehmer wesentlich besser werden.

„Hohe Löhne bei niedrigen Herstellungskosten“ lautet seine beinahe widersinnig klingende Losung, und doch muß man anerkennen, daß er in jahrelanger, unermüdlicher und zäher Arbeit dieses Ziel an manchen Stellen erreicht hat. Allerdings sind die bereits geschilderten Zeitstudien über die Arbeitsmöglichkeiten und die Verbesserung der Lohnverfahren ein — wenn auch sehr wichtiger — doch nur kleiner Teil seiner Reorganisationsarbeit; er regelte, ordnete, schematisierte die hauptsächlichsten und nebensächlichen Dinge so eingehend und gründlich, daß alle einmaligen und alle wiederkehrenden Arbeitsvorgänge und Vorrichtungen vor der Ausführung durch die geeigneten Organe durchdacht und schriftlich festgelegt und somit mit dem geringstmöglichen Aufwand an Zeit zur Ausführung ge-

*) Deutsche Übersetzung unter dem Titel „Die Betriebsleitung“, bei Julius Springer, Berlin, erschienen.

Das Schaufeln von Erde in durchschnittlicher Akkordarbeit.
Die Erde ist vorher aufgelockert. — Die Rauminhalte gründen sich auf die Messung in Schichten.

Material	Aufwerfen		Länge des Weges	tatsächliche ununterbrochene Arbeit ohne Zugabe für Ausruhen oder sonstige Pausen										Prozente des Ausruhens	Berücksichtigung des Ausruhens und anderer notwendiger Pausen		
	senkrecht	wagrecht		Zeit zum Füllen der Schaufel	Zeit zum Aufwerfen einer Schaufel-ladung	Zeit für das Gehen mit der Ladung	Zeit für den Rückweg	Gesamtzeit für die ganze Arbeit	Rauminhalt einer Schaufel-ladung	Gewicht einer Schaufel-ladung	Anzahl Schaufel-ladungen in der Minute	Anzahl Kubikmeter in der Stunde	Anzahl Kilo-gramm in der Stunde		Anzahl Schaufel-ladungen in der Minute	Anzahl Kubikmeter in der Stunde	Anzahl Kilo-gramm in der Stunde
Sand oder sandiger Lehm	1,2	1,5	—	0,073	0,031	—	—	0,104	0,0045	7,3	9,6	2,6	4185	30	7,4	2,0	3220
	1,8	1,5	—	0,073	0,043	—	—	0,116	0,0040	6,4	8,6	2,1	3285	30	6,6	1,5	2530
	2,4	1,5	—	0,073	0,056	—	—	0,129	0,0031	5,0	7,8	1,5	2320	30	6,0	1,1	1785
	1,2	2,3	—	0,073	0,043	—	—	0,116	0,0040	6,4	8,6	2,1	3285	30	6,6	1,6	2530
	1,8	2,3	—	0,073	0,056	—	—	0,129	0,0034	5,4	7,8	1,6	2535	30	6,0	1,2	1950
	1,2	3,0	—	0,073	0,058	—	—	0,131	0,0037	5,9	7,6	1,7	2705	30	5,9	1,3	2080
	1,8	3,0	—	0,073	0,076	—	—	0,149	0,0031	5,0	6,7	1,2	2015	30	5,2	1,0	1550
	—	—	6,1	0,073	0,020	0,080	0,080	0,253	0,0057	9,1	4,0	1,4	2155	5	3,8	1,3	2055
Lehm, kiesig	—	—	9,2	0,073	0,020	0,120	0,120	0,333	0,0057	9,1	3,0	1,0	1630	5	2,9	1,0	1550
	1,2	1,5	—	0,092	0,031	—	—	0,123	0,0040	7,2	8,1	1,9	3490	30	6,2	1,5	2685
	1,8	1,5	—	0,092	0,043	—	—	0,135	0,0037	6,7	7,4	1,6	2960	30	5,7	1,2	2275
	2,4	1,5	—	0,092	0,056	—	—	0,148	0,0028	5,1	6,8	1,1	2080	30	5,2	0,9	1600
	1,2	2,3	—	0,092	0,043	—	—	0,135	0,0037	6,7	7,4	1,6	2950	30	5,7	1,2	2270
	1,8	2,3	—	0,092	0,056	—	—	0,148	0,0031	5,6	6,8	1,2	2280	30	5,2	1,0	1755
	1,2	2,3	—	0,092	0,058	—	—	0,150	0,0034	6,2	6,7	1,4	2465	30	5,1	1,1	1895
	1,8	3,0	—	0,092	0,076	—	—	0,160	0,0028	5,1	6,0	1,0	1830	30	4,6	0,8	1405
Kies, mittelgroß	—	—	6,1	0,092	0,020	0,080	0,080	0,272	0,0054	9,8	3,7	1,2	2155	5	3,5	1,1	2050
	—	—	9,2	0,092	0,020	0,120	0,120	0,352	0,0054	9,8	2,8	0,9	1665	5	2,7	0,8	1580
	1,2	1,5	—	0,084	0,031	—	—	0,115	0,0034	7,7	8,7	1,8	4020	30	6,7	1,4	3095
	1,8	1,5	—	0,084	0,043	—	—	0,126	0,0028	6,4	7,9	1,4	3050	30	6,0	1,0	2345
	2,4	1,5	—	0,084	0,056	—	—	0,140	0,0023	5,2	7,1	1,0	2210	30	5,5	0,8	1700
	1,2	2,3	—	0,084	0,043	—	—	0,127	0,0031	7,1	7,9	1,5	3340	30	6,0	1,1	2570
	1,8	2,3	—	0,084	0,056	—	—	0,140	0,0025	5,8	7,1	1,1	2485	30	5,5	0,8	1915
	1,2	3,0	—	0,084	0,058	—	—	0,142	0,0028	6,4	7,0	1,2	2720	30	5,4	0,9	2095
	1,8	3,0	—	0,084	0,076	—	—	0,160	0,0023	5,2	6,2	0,8	1935	30	4,8	0,6	1485
	—	—	6,1	0,084	0,020	0,080	0,080	0,264	0,0042	9,7	3,8	1,0	2195	5	3,6	0,9	2090
	—	—	9,2	0,084	0,020	0,120	0,120	0,344	0,0042	9,7	2,9	0,8	1685	5	2,8	0,7	1605

Fig. 2. Zusammenstellung der Zeitbeobachtungen für Erdarbeiten.

aber sahen, daß der vorerwähnte Arbeiter monatelang bei seinem hohen Verdienst blieb, meldeten sich die besseren Leute ebenfalls zu der Arbeit unter den neuen Bedingungen, während die Faulen die Arbeitsstätte verließen. Darauf fielen die jährlichen Ausgaben für die Hofarbeit von 280 000 M auf 150 000 M; die Leistung für den Mann und Tag war von 16 auf 57 t gestiegen.

Die hohe Bedeutung dieser außerordentlichen Erfolge liegt in der eindringenden Beobachtung selbst der kleinsten Nebendinge bei jeder noch so einfachen Arbeit. Man sieht aus dem vorstehenden wirtschaftlich günstigen Ergebnis, daß selbst die allgemein als „Nebendinge“ betrachteten Handlangerarbeiten nach gründlichen Zeitstudien und nach auf wissenschaftlicher Grundlage fußenden Überlegung über die Zweckmäßigkeit und den Wert jeder einzelnen Handbewegung einen ganz überraschenden Nutzen abwerfen können.

Gestützt auf diese Erkenntnis, folgten andere Forscher dem Taylorschen Beispiel und wendeten seine Grundsätze auf ihre besonderen Arbeitsgebiete an.

Ich nenne zunächst Sandford E. Thompson, welcher im Jahre 1896 mit seinen sehr gründlichen Zeitstudien über alle Arten von Erd- und Bauarbeiten begann und diese über einen Zeitraum von 6 Jahren ausdehnte. Wie sehr auch dieser Forscher bei seinen Zeitstudien bis in die kleinsten Einzelhandgriffe zerlegte, möge an einer seiner Niederschriften über Zeitbeobachtung beim Erdausheben (Fig. 1) dargelegt werden.

In der rechten Seite des Formulars unten sind die bei der beobachteten Arbeit — Erdaushebung mittels Schiebkarren — im einzelnen gemessenen Vorgänge unter den Buchstaben: a) Füllen der Schiebkarre mit Sand, b) Fertigmachen zum Fahren usw. bezeichnet; die abgelesenen Werte wurden rechts oben in die Spalten eingetragen und — wie ersichtlich — stets in größerer Zahl wiederholt, um zuverlässige Mittelwerte zu erhalten. Die Genauigkeit der Ablesung wurde bis auf Hundertstel von Minuten getrieben, wofür besonders für diesen Zweck angefertigte Stoppuhren mit Dezimalteilung zur Verwendung kamen.

Die Spalte „Mittel“ enthält die wirklichen Nettozeiten der verschiedenen Einheitszeiten aus den Beobachtungen von der vorhergehenden Spalte.

Von den so gefundenen Einheitszeiten wird das Mittel genommen und in die zur rechten Hand unten befindlichen „Zeit“-Felder eingetragen. Vorher geht eine Spalte „Anzahl“, welche die Anzahl der vorgenommenen Beobachtungen anzeigt. Die Zahlen in den Zeitfeldern rechts unten werden mit den links unten eingetragenen, aus der Gesamtzeit berechneten, mittleren wirklich verbrauchten Zeiten verglichen, um so den Anteil an Ruhepausen und anderen notwendigen Unterbrechungen zu ermitteln. Die Handlungen, wie z. B. das Hacken, welche im einzelnen schwer zu messen sind, werden am besten aus der an der linken Seite angegebenen Gesamtzeit geschätzt. Der in diesem Fall ermittelte Anteil der notwendigen Ruhepausen und anderen Unterbrechungen beträgt 27%. Es ist wohl zu beachten, daß das angeführte Beispiel ein einfaches ist. Will man genaue Einheitszeiten erhalten, welche die verschiedensten Verhältnisse berücksichtigen, dann muß eine größere Anzahl von Leuten unter vergleichsfähigen Verhältnissen einzeln beobachtet werden.

Wichtig bei allen Zeitbeobachtungen ist die möglichst vollkommene Niederschrift aller Begleitumstände; es darf nichts dem Gedächtnis des Beobachters überlassen bleiben. Für die Aufnahme dieser Angaben sehen wir in dem vorliegenden Formular die linke obere Hälfte eingerichtet, wo wir über die beobachteten Leute, das Werkzeug und das Material, ferner über die besonderen gerade vorliegenden Bedingungen Eintragungen finden. Aus allen Einzelniederschriften über die Zeitbeobachtungen werden dann Übersichtsblätter zusammengestellt, für welche die Fig. 2 ein Beispiel gibt. Auf diesem Blatt sind die Schaufelungen von Erde auf verschiedene Entfernungen und auf verschiedene Höhen verzeichnet. Es ist daraus zu ersehen, daß für jedes besondere Material die Zeit für die Füllung der Schaufel die gleiche bleibt, gleichgültig, auf welche Entfernung die Erde zu werfen ist; dagegen ist die Füllungszeit für die verschiedenen Erdsorten verschieden. Die Wurfzeit ist von der Weite des Wurfes abhängig, aber für alle Erdsorten die gleiche. Für Erde, welche sich an der Schaufel festsetzt, stimmt diese Beziehung nicht. (Schluß folgt.)

MARKTBERICHT.

Die Entwicklung des Zementgeschäftes im Jahre 1912 hat für die Industrie keinerlei Überraschungen gebracht. Es ist im Gegenteil der Verlauf des Geschäftes genau in dem Rahmen geblieben, den die zu Beginn und Mitte des Jahres geäußerten geringen Hoffnungen vermuten ließen. Es ist natürlich, daß der wesentliche Faktor für die Zementindustrie wie für den Baumaterialienmarkt überhaupt die Konjunktur des Baumarktes darstellt und diese war ja, wie bekannt, im ganzen Inlande eine außerordent-

lich gedrückte. Die Privatbautätigkeit lag infolge des betrüblichen Standes des Hypothekengeschäftes ganz darnieder, während die öffentliche Bautätigkeit wohl eine gewisse Belebung zeigte, aber auch nicht annähernd einen Ausgleich gegenüber dem Ausfall schaffen konnte. Es ist deshalb gar nicht verwunderlich, daß der Absatz in allen für die Zementindustrie in Betracht kommenden Wirtschaftsgebieten hinter dem vorjährigen erheblich zurückblieb. Verschärft wurde dieser Ausfall zweifellos durch die starken Vorverkäufe am Ende des vorigen Jahres. Das

beste Bild hierfür bietet z. B. der Berliner Markt, wo der Absatz um 20% zurückging.

Gegenüber diesem bedauerlicherweise darniederliegenden Inlandsgeschäft zeigte der Export ein durchaus erfreuliches Bild. Die Steigerung des Auslandsabsatzes hat bis zum Jahreschluß angehalten, die so wohl damit gerechnet werden kann, daß die Ausfuhrziffern für das Jahr 1912 um etwa 20% gegen das Vorjahr höher sein können. Diese außergewöhnlich günstige Konjunktur konnte naturgemäß zunächst von den ihrer Lage nach auf das Auslandsgeschäft besonders eingerichteten Fabriken wahrgenommen werden. Aber auch die weiter im Inland gelegenen Fabriken konnten davon direkt durch Teilnahme am Export profitieren. Besonders günstig machte sich für diese aber auch die durch die starke Beschäftigung der Exportfabriken eintretende Erleichterung des Inlandsmarktes geltend. Die außergewöhnliche Steigerung des Exportes war verschiedenen Umständen zuzuschreiben. Einmal war für unsere deutsche Industrie besonders günstig der Umstand, daß durch den großen Streik in England dieses Land auf Monate hinaus aus der Konkurrenz im Weltmarkt ausschied. Im allgemeinen war es dann ferner die überaus günstige Baukonjunktur sowohl in Rußland, als auch in den südamerikanischen Staaten, die eine starke Nachfrage nach Zement erzeugte. Erfreulicherweise zogen infolge dieser Marktlage die Auslandspreise, die in den letzten Jahren teilweise verlustbringend gewesen waren, etwas an. Im Inlandsmarkt hat sich ebenfalls in diesem Jahre die günstigere Preisgestaltung durchführen lassen, die von der gegen Ende des vorigen Jahres eingetretenen Regelung des Berliner Zementmarktes erhofft wurde.

Über die Gestaltung der Marktverhältnisse in den deutschen Wirtschaftsgebieten wäre im einzelnen noch auszuführen, daß in Berlin, wie schon gesagt, eine besonders starke Abnahme des Absatzes zu verzeichnen war. Infolgedessen waren die an diesem Markt hauptsächlich interessierten Fabriken zu starken Einschränkungen der Betriebe gezwungen. Die „Adler“, Deutsche Portlandzementfabrik A.-G., hat sogar zu Beginn des Jahres ihr Werk in Zossen ganz stillgelegt.

Befremdlich war bei dieser Geschäftslage das Vorgehen der Königlichen Berginspektion in Rüdersdorf, die mit größtem Nachdruck den Bau einer neuen Zementfabrik in Rüdersdorf durch den Großindustriellen August Thyssen sen. auf dessen Rittergut Rüdersdorf betrieb. Die zuerst der Firma August Thyssen von der Königl. Berginspektion gemachte überaus günstige Offerte, die den sicheren Ruin der beiden bestehenden Fabriken zur Folge gehabt haben würde, ist durch das energische Eingreifen der Ministerialinstanz insofern geändert worden, als auch die Vergünstigungen, die Thyssen ursprünglich allein erhalten sollte, den alten Fabriken zugestanden wurden. Das Zustandekommen des Thyssenschen Projekts bedeutet aber in jedem Falle nicht nur für den Berliner Zementmarkt, sondern auch rückwirkend für die gesamte deutsche Zementindustrie eine große Gefahr, weil durch die neue Konkurrenz die nach langen Kämpfen zur Regelung der Marktverhältnisse geschlossenen Verkaufsvereinigungen gesprengt werden. Das Vorgehen der Königlichen Berginspektion Rüdersdorf steht insofern im Gegensatz zu der von dem Minister für Handel und Gewerbe der deutschen Industrie gegenüber eingekommenen syndikatsfreundlichen Stellungnahme. Trotz des geringen Absatzes werden die Berliner Fabriken infolge der gesünderen Preisnormierung mit günstigeren Abschlüssen gegenüber dem Vorjahre, in dem sie noch mit großen Verlusten arbeiteten, rechnen können.

Ganz ähnlich wie in dem Berliner Gebiet lagen die Absatzverhältnisse in Schlesien, Mitteldeutschland und Hannover. Wenn auch der Rückgang nicht so stark war, so wird derselbe doch auf etwa 10% unter dem des Vorjahres zu schätzen sein. Aber auch hier werden, da es möglich war, bessere Preise als im Vorjahre zu halten, die Jahresabschlüsse durchweg günstiger ausfallen. Er-

freulicher lagen, wie schon aus den eingangs gemachten Ausführungen anzunehmen, die Verhältnisse im unterelbischen und Stettiner Gebiete. Dort waren die Absatzverhältnisse bis zum Schluß sehr zufriedenstellend. Zwar war auch dort der Bedarf für Privatbauten geringer als im vorigen Jahre. Diese wurden aber namentlich im unterelbischen Gebiet durch die zur Ausführung kommenden öffentlichen Bauten wettgemacht und vor allen Dingen durch die rege Nachfrage auf dem Exportmarkt. Ungünstiger lagen die Produktionsverhältnisse, da die Fabriken dieser Bezirke zum großen Teil englische Kohlen verwendeten und deshalb unter den Folgen des englischen Kohlenarbeiterstreiks und den im Lauf des Jahres erfolgten Kohlenpreis- und Frachterhöhungen empfindlich zu leiden hatten. Im rheinisch-westfälischen Gebiet hat sich das Zementgeschäft in dem Rahmen des Vorjahres bewegt. Aber auch dort hat der Verbrauch für Privatbauzwecke erheblich nachgelassen. Der Ausfall konnte jedoch durch den stärkeren Verbrauch für große öffentliche Ausführungen wettgemacht werden. Eine starke Beunruhigung der Zementindustrie war durch den bekannten Streit bezüglich der Syndikatsauflösung hervorgerufen worden, jedoch wurde in letzter Stunde die Verlängerung des Syndikats bis Ende 1913 gesichert.

Erheblich ungünstiger als im Rheinland und Westfalen lag das Baugeschäft und der Zementabsatz in Süddeutschland. Er bleibt erheblich hinter dem des Vorjahres zurück und da auch die Produktionskosten eine Steigerung erfahren haben, dürften die Jahresabschlüsse trotz der gebesserten Verkaufspreise keinesfalls über die des Vorjahres hinausgehen. Ganzallgemein ist jedenfalls im laufenden Jahre eine Besserung der Rentabilität der deutschen Werke eingetreten. Bezüglich der Aussichten für das kommende Jahr ist zunächst daran zu denken, daß für das Auslandsgeschäft auf ähnlich günstige Verhältnisse wie in diesem Jahre nicht gehofft werden kann. Während einmal das Ausland, namentlich Rußland, durch Steigerung der eigenen Produktion sich unabhängig zu machen bestrebt, sind anderseits die besten Exportmärkte: der deutschen Industrie in Südamerika durch die rücksichtslose Ausnützung der Frachtenkonjunktur seitens der Schifffahrtsgesellschaften höchst gefährdet. Haben doch beispielsweise die brasilianischen Frachtraten in diesem Jahre eine Steigerung um nahezu 100% erfahren. Man kann ganz klar voraussehen, daß durch ein Beharren in den prohibitiven Frachtsätzen, die die momentane Konjunktur gestattet, die Reedereien nicht nur den bisher so erfreulich betriebenen Absatz von deutschem Zement mit einem Schlage unwiederbringlich vernichten, sondern sich auch selbst diese Frachten für die Zukunft nehmen werden, denn die amerikanische Zementindustrie, die eine ganz enorme Entwicklung in den letzten Jahren genommen und sich durch die kluge Politik ihrer Regierung Vorzugszölle gesichert hat, nutzt den ihr zur Verfügung stehenden Frachtenvorsprung aus, um den südamerikanischen Markt zu erobern. Für den Inlandsabsatz kann vom kommenden Jahre auch keine erhebliche Besserung erwartet werden, da die Privatbautätigkeit kaum eine Besserung zeigen dürfte. Die Hauptsachen sind in der unsicheren politischen Lage und dem teuren Geldstande, bei dem es fast unmöglich ist, Baugelder zu erhalten, zu sehen.

Da neben diesen wenig erfreulichen Hoffnungen bezüglich der Absatzmöglichkeiten mit den fortwährend steigenden Produktionskosten, die auch die in Aussicht genommene kleine Preiserhöhung aufzehren, zu rechnen ist, so kann für das nächste Jahr kaum eine günstige Voraussage gemacht werden.

Die Bautätigkeit im Jahre 1912.

Das Jahr 1912 wird in der Geschichte des deutschen Baugewerks einen wenig erfreulichen Klang haben. Die Erwartungen, mit denen die Interessenten am Baumarkt, Unternehmer wie Arbeiter, in das Jahr hineingingen, blie-

ben fast durchweg unerfüllt. Die Ursachen dieser Mattigkeit, die im großen und ganzen all die verflochtenen Monate andauerte, lassen sich mit ziemlicher Deutlichkeit verfolgen. Ein milder Winter war vorausgegangen, Nässe und Kälte verschonten das Land fast bis um die vorige Weihnachtszeit; so günstig dieser Umstand damals auf die Beschäftigungsmöglichkeit der Bauarbeiterschaft wirkte, so wurde dadurch doch zweifellos ein gut Teil der Arbeitsgelegenheit für den Frühling 1912 vorgezogen. Es kam hinzu, daß vor allem in den Städten während der letzten Jahre eine Überproduktion von Wohnraum vor sich gegangen war. Aber das war alles noch nicht entscheidend. Erst als es auf dem großstädtischen Bauparkt heftig zu kriseln begann, als von Monat zu Monat die Abneigung des Publikums, Hypothekenobligationen zu erwerben, wuchs, und als daraufhin die Geldinstitute, nur halb freiwillig, die Bau- und Hypothekenkredite ganz erheblich einschränkten, erst da wurde es ganz still im Baugewerbe. Wird diese Depression auch im kommenden Jahr andauern? Das ist die entscheidende Frage, und sie ist um so wichtiger, als das Resultat des kommenden Tarifkampfes völlig vom Grade der Baulust im kommenden Frühling abhängt. Ohne weiteres ist zuzugeben, daß für einige Großstädte die Situation insofern wenig günstig liegt, als der Überfluß an Wohnungen durch den Bevölkerungszuwachs noch nicht völlig ausgeglichen ist. Hier werden die Bauarbeiterorganisationen durch Abruf eines gewissen Prozentsatzes ihrer Mitglieder rechtzeitig Vorsorge treffen müssen. Auf der anderen Seite ist darauf hinzuweisen, daß die naßkalte Witterung diesmal schon Ende Oktober eintrat und daß dadurch die augenblickliche Depression zwar recht empfindlich verschärft wurde; Neubauten aber werden schon seit Wochen nicht mehr in Angriff genommen, und man wird gerade bei Saisonbeginn vielleicht mit lebhafter einsetzender Baulust zu rechnen haben. Dafür spricht ferner der Umstand, daß zahlreiche Bauherren absichtlich die Erneuerung des Tarifvertrags abwarten; auch das vermehrt den zu erwartenden Auftragsbestand im Baugewerbe. Geht man der Entwicklung der Bautätigkeit im laufenden Jahre im einzelnen nach, so läßt sich feststellen, daß auch auf dem platten Lande, vor allem in den östlichen Provinzen, eine Abnahme der Baulust verspürt wurde. Ganz im Gegensatz dazu ist wohl nur in Hannover, in Mitteldeutschland und allenfalls noch im Lande Baden und Württemberg auf den Dörfern eifriger gebaut worden. Das trübste Bild liefert seit dem Sommer Bayern. Nicht selten war in bayrischen Städten bis zu einem Viertel aller Bauarbeiter und darüber während der Hochsaison wochenlang beschäftigungslos. Ein unseliges Jahr läuft auch für den Bauparkt von Großberlin ab. Es verlohnt, die Verhältnisse in der Reichshauptstadt noch einmal statistisch zusammenzufassen. Ende der einzelnen Monate d. Js.

waren von der Bauarbeiterschaft Großberlins nach Prozent arbeitslos:

	Ende	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Okt.
Prozentsatz der							
Arbeitslosen	24,9	14,3	15,6	14,9	16,2	18,6	

Mit Recht hält man zur Zeit der Hochsaison einen Arbeitslosenprozentsatz von 2–3% für normal! Zum Schluß bleibe doch nicht unerwähnt, daß im Königreich Sachsen das ganze Jahr und besonders im Herbst flott gebaut wurde; man übertreibt nicht, wenn man sagt, daß das Baugewerbe hier, leider aber auch nur hier, heuer Hochkonjunktur gehabt hat.

Die Ausfuhr von Zement

hat bekanntlich im laufenden Jahre kräftig zugenommen. Das ist um so bedeutungsvoller, als die heimische Zementindustrie am Weltmarkt einen scharfen Konkurrenzkampf zu bestehen hat, weil andererseits bei den mancherlei Schwierigkeiten der Zementfabriken die Absatzverweigerung gegenwärtig entscheidend für das Betriebsergebnis ins Gewicht fällt. Die Stellung der deutschen Zementfabrikation am Weltmarkt während der letzten fünf Jahre wird aus folgender Tabelle ersichtlich, die den Export der ersten zehn Monate nach Tausenden Doppelzentner angibt:

Jan.—Okt.	1907	1908	1909	1910	1911	1912
Ausfuhr	5976	4448	5025	6057	6990	8681
Geg. d. Vorj.	— 1528	+ 577	+ 1032	+ 933	+ 1691	

Der Grad der Steigerung war also noch in keinem Jahre so erheblich wie in der diesjährigen Berichtszeit. Im einzelnen ist zu vermerken, daß der Export nach Brasilien, der Jahr für Jahr an Wichtigkeit gewinnt, weiter gestiegen ist; in das genannte Land wurden von Januar bis Oktober 1911 im ganzen 939 268 dz Portland- und Romanzement geliefert; die diesjährige Ausfuhrmenge stellte sich auf 1 400 324 dz. Der holländische Markt ist damit auf die zweite Stelle herabgedrückt worden, obwohl die Ausfuhr dorthin von 1 017 828 auf 1 181 864 dz wuchs. Kräftigen Zuwachs weisen ferner die Sendungen nach Frankreich, Rußland und der Türkei auf. Im Kampf mit der böhmischen Fabrikation konnten die schlesischen Zementwerke ihren Platz am österreichischen Markt gut behaupten; die Ausfuhr nach Österreich-Ungarn stieg in den Monaten Januar bis Oktober 1912 gegen 1911 von 427 790 auf 451 900 dz. Der Rückgang des Vorjahres ist damit allerdings noch nicht ganz eingeholt. Umgekehrt gingen dafür die Zementimporte aus Österreich nach Deutschland in der Berichtszeit um 50 000 auf 508 172 dz zurück. Die erwähnten Ausfuhrquantitäten repräsentierten sehr beachtliche Werte. Die Ausfuhr des vergangenen Jahres wurde mit 21,98 Mill. M bezahlt; für den Export von Januar bis Oktober 1912 flossen der inländischen Industrie 27,71 Mill. M zu.

ZUSCHRIFTEN AN DIE SCHRIFTFÜHRUNG.

In Heft 11 v. J. Ihrer geschätzten Zeitschrift veröffentlicht Herr Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky (Zürich) unter der Überschrift: „Über wirtschaftliches Dimensionieren von Eisenbetonbalken“ zwei Formeln für die bezüglich des Materialaufwandes günstigste Höhe von rechteckigen bzw. plattenbalkenförmigen Querschnitten, auf deren widersinnige Ergebnisse für Plattenbalken ich aufmerksam machen will.

Die Formel für den Rechteckquerschnitt

$$h = \sqrt{\frac{\lambda \cdot M \cdot c}{\sigma_e \cdot b}}$$

läßt sich auch in der Form schreiben

$$h = \sqrt{\frac{\lambda \cdot c}{\sigma_e}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

Der erste Faktor entspricht demnach dem Koeffizienten „r“ der „Amtlichen Bestimmungen“. Für $\lambda = 56$, d. h. für einen Eisenpreis von 0,185 M/kg und einen Betonpreis von 26 M/cbm und $c = 1,20$ wird der Wurzelausdruck

$$\sqrt{\frac{\lambda \cdot c}{\sigma_e}} = 0,26,$$

was einer Betondruckspannung von $\sigma_b = 70 \text{ kg/cm}^2$

entspricht; um daher den bezüglich des Materialaufwandes günstigsten rechteckigen Querschnitt zu erzielen, muß der Balken so niedrig gemacht werden, als es die zulässige Betondruckspannung gestattet, d. h. es muß bei einer Grenzspannung $\sigma_b = 40 \text{ kg/cm}^2$ mit dem Koeffizienten 0,39 gerechnet werden. Dieses richtige Ergebnis der Kasarnowskyschen Formel für den rechteckigen Querschnitt ist jedoch rein zufällig, wie die zweite Formel für den Plattenbalken ergibt, die von denselben Voraussetzungen ausgeht. Auch diese Formel läßt sich schreiben

$$h - \frac{d}{2} = \sqrt{\frac{\lambda}{\sigma_e}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b}}$$

und liefert für $\lambda = 56$ und $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ den Wert

$$h - \frac{d}{2} = 0,237 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

und für $d = 0,2h$ (um zu einem Vergleichswert zu gelangen)

$$h = 0,263 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

In Wahrheit tritt jedoch bei einem Plattenbalken angenähert der günstigste Materialaufwand im

Mittel für $h = 0,52 \sqrt{\frac{M}{b}}$, d. h. für $\sigma_b = 28 \text{ kg/cm}^2$ ein. Es müßte, um diesen Wert nach den Kasarnowskyschen Formeln zu erreichen, also $\lambda = 220$ werden, was nur bei einem sehr hohen Eisen- und sehr niedrigen Betonpreis (z. B. $\beta = 0,30 \text{ M/kg Eisen}$ und $\alpha = 10,70 \text{ M/cbm}$) Beton möglich ist.

Der Grund für diese falschen Ergebnisse liegt bereits in dem ersten Ansatz, von dem Herr Kasarnowsky ausgeht, da er h nur als eine Funktion von M , σ_e und d betrachtet, ganz abgesehen von den Schalungskosten, und einfach nach h differenziert, ohne zu bedenken, daß die für den Gesamtkostenaufwand des Balkens aufgestellte Funktion für einen gewissen Wert $\frac{\sigma_b}{\sigma_e}$ zu einem Kleinstwert werden muß, aus dem dann indirekt für ein gegebenes σ_e die günstigste Höhe h sich ergibt.

Dr.-Ing. Paul Müller.

Die von Herrn Dr.-Ing. P. Müller angefochtene Formel meines Aufsatzes wurde auf Grund der bekannten Beziehung

$$f_e \cdot \sigma_e = \frac{M}{h - \frac{d}{2}} \quad (9)$$

abgeleitet und hat demnach denselben Gültigkeitsbereich wie (9). Da in Gl. (9) σ_b nicht vorkommt, so ist auch der Ausdruck für den Kostenaufwand von σ_b unabhängig. Es fällt somit die Behauptung des Herrn P. Müller, daß der Kostenaufwand des Balkens für einen gewissen Wert von $\frac{\sigma_b}{\sigma_e}$ zu einem Minimum wird, dahin.

Es soll nun an einem Zahlenbeispiel die Formel (7) mit der von Herrn P. Müller angegebenen

$$h = 0,52 \sqrt{\frac{M}{b}} \quad (10)$$

geprüft werden. Wir nehmen mit Herrn P. Müller $\lambda = 56$; $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$; $d = 0,2h$ und erhalten aus (7):

$$h - \frac{d}{2} = 0,237 \sqrt{\frac{M}{b}},$$

während die Müllersche Formel

$$h - \frac{d}{2} = 0,467 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

ergibt. Für $M = 1\,000\,000 \text{ kg cm}$; $b = 25 \text{ cm}$ geben die Formeln

$$7) \quad h - \frac{d}{2} = 47,4 \text{ cm};$$

$$10) \quad h - \frac{d}{2} = 93,4 \text{ cm}.$$

Berechnet man die zugehörigen Eiseneinlagen, so bekommt man in (7) $f_e = 21,2 \text{ cm}^2$, in (10) $f_e = 10,1 \text{ cm}^2$. Daraus berechnen sich die Kosten der beiden Konstruktionen, in Betoneinheiten ausgedrückt, aus der Gleichung

$$K = (h - d)b + \lambda f_e.$$

Setzt man die Plattenstärke als gegeben durch $d = 10 \text{ cm}$ ein, so erhält man:

aus (7):

$$K = (47,4 - 10)25 + 56 \cdot 21,2 = 935 + 1185 = 2120,$$

aus (10):

$$K = (93,4 - 10)25 + 56 \cdot 10,1 = 2080 + 565 = 2645.$$

Gl. (7) bietet in diesem Falle eine Ersparnis von etwa 20%. Dieses Ergebnis ist nicht zufällig, sondern läßt sich leicht verallgemeinern.

Zum Schlusse sei bemerkt, daß ich der Kürze halber

$$d[B \cdot d + (h - d)b] = d(hb)$$

schrrieb, was bei konstantem B , b , d das Resultat nicht beeinflusst.

Gehen wir zum rechteckigen Querschnitt über, so finden wir

$$h = \sqrt{\frac{\lambda \cdot M \cdot c}{\sigma_e \cdot b}} \quad (8)$$

Führen wir das Armierungsverhältnis

$$a = \frac{f_e}{b \cdot h}$$

ein, so erhalten wir aus (8)

$$a = \frac{1}{\lambda} \quad (11)$$

D. h. das günstigste Armierungsverhältnis ist reziprok dem Kostenverhältnis von Eisen zu Beton. Nun haben wir noch eine Nebenbedingung zu berücksichtigen:

für $\sigma_e = 1000 \text{ kg/cm}^2$ soll $\sigma_b \leq 40 \text{ kg/cm}^2$ werden.

Dies trifft zu bei $a = 0,75\%$. Aus (11) erhält man dafür $\lambda = 134$. Diese einfache Überlegung gibt uns den Gültigkeitsbereich der Formel (8) an.

Was die Arbeit von Dipl.-Ing. L. Friedländer im „Armierter Beton“, Heft 1, 1910, anbetrifft, so

enthält sie Gleichungen, die für Plattenbalken gelten, bei denen die neutrale Achse mit der Plattenunterkante zusammenfällt. Wendet man diese Formel auf Plattenbalken mit außerhalb der

Platte fallender neutralen Faser an, so erhält man angenäherte Werte, die man aus Formel (7) meines Aufsatzes mit weniger Mühe bekommt.

Dipl.-Ing. S. Kasarnowsky.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Der außerordentliche Professor Dr. techn. August Nowak wurde zum ordentlichen Professor für Baumechanik und Eisenhochbau an der deutschen technischen Hochschule in Prag ernannt.

Die österr.-ung. Bank hat den Ingenieur Richard Wuczkowski, Mitcheß des Ingenieurbureaus R. Wuczkowski & J. Gaugusch, zum ständigen Experten für die Eisenbetonarbeiten beim Neubau ihres Wiener Bankpalais bestellt.

NEUE BÜCHER.

(Besprechung vorbehalten.)

Dr.-Ing. K. W. Schaechterle. Eisenbetonbrücken. Mit 106 Abbildungen. Sammlung Götschen. Nr. 627. Ladenpreis geb. M. 0,80. G. J. Göschen'sche Verlagsbuchhandlung G. m. b. H. Berlin W. 35, Genthinerstr. 38.

Robert Lang, Reg.-Baum. Militärische Bauten. Mit 59 Abbildungen. Sammlung Götschen. Nr. 626. Ladenpreis geb. M. 0,80. G. J. Göschen'sche Verlagsbuchhandlung G. m. b. H. 1912.

DEUTSCHER BETON-VEREIN (E. V.).

Tagesordnung für die 16. Hauptversammlung
am 13., 14. und 15. Februar 1913 von vormittags 10 Uhr
ab im Kaisersaal des „Rheingold“, Berlin W.
Eingang: Bellevuestraße 20.

1. Tag, Donnerstag, den 13. Februar 1913. Innere Angelegenheiten des Vereins (nur für Mitglieder). 1. Jahresbericht des Vorstandes. (Geschäftlicher Teil.) 2. Rechnungslegung durch den Schatzmeister; Bericht der Rechnungsprüfer; Entlastung des Vorstandes. 3. Neuwahl von 4 Vorstandsmitgliedern nach § 6 der Satzung. Es scheiden aus die Herren: Brenzinger, Postbaurat a. D. R. Kux, B. Liebold. 4. Wahl von 3 Rechnungsprüfern (derzeit die Herren Hugo Hüser, Schwenow, Spithaler). 5. Vorlage des Voranschlags für 1913. 6. Antrag des Vorstandes auf Änderung der Satzungen: § 1, Abs. 3 erhält den Zusatz: „d. Ehrenmitgliedern.“ § 3, Abs. 2 erhält folgende Fassung: „durch freiwilligen Austritt; die Abmeldung kann nur auf Schluß des Vereinsjahres durch Einschreibebrief erfolgen und muß bis spätestens 1. Oktober im Besitze des Vorsitzenden sein.“ Im § 4, Abs. 1 sind zu streichen in der vorletzten Zeile: „ersten Beamten“, § 4, Abs. 3 erhält folgende Fassung: „Vertretung durch ein anderes Mitglied ist unzulässig.“ § 7, Abs. 8, 1. Satz erhält folgende Fassung: „Den Vorsitz in den Versammlungen führt der Vorsitzende des Vorstandes oder ein Stellvertreter oder bei Abwesenheit beider Stellvertreter das an Jahren älteste Mitglied des Vorstandes.“ 7. Bericht des Wirtschaftlichen Ausschusses, 8. Bericht des Röhren- und Kunststeinausschusses, Berichterstatter Herr Langelott. 9. Vortrag des Herrn J. W. Roth, Neugersdorf, über: „Arbeitnehmer- und Arbeitgeberorganisation“. 10. Bericht über die Versuche mit Kontrollbalken, 11. Bericht des Betonrundenisen-Ausschusses, 12. Bericht der Hochofenschlacken-Kommission, Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Petry. 13. Beschlußfassung über die Abhaltung einer Wanderversammlung. 14. Bericht des Vorstandes über verschiedene geschäftliche Angelegenheiten. Allgemeine Aussprache über Wünsche und Anfragen aus dem Kreise der Mitglieder.

2. und 3. Tag, Freitag, den 14. und Sonnabend, den 15. Februar 1913. Allgemeines, Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art. 1. Jahresbericht des Vorstandes. (Allgemeiner Teil.) 2. Bericht des Röhren- und Kunststeinausschusses, Berichterstatter Herr Langelott. 3. Mitteilungen: a) über die im Auftrag des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton ausgeführten Versuche mit Beton- und Eisenbeton, b) über die Arbeiten des Moorausschusses, Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Petry. 4. Bericht über die Internationale Baufachausstellung mit Sonderausstellungen Leipzig 1913, Berichterstatter Herr Rudolf Wolle. 5. Bericht über das Schiedsgerichtswesen, Berichterstatter Herr Kreisrat Dr. Krantz bühler. 6. Vortrag des Herrn Geh. Regierungsrats Professor Rudeloff, Berlin-Lichterfelde, über: „Im vergangenen Jahre ausgeführte Versuche mit Säulen“. (Mit Lichtbildern.) 7. Vortrag des Herrn Professor Gary, Berlin-Lichterfelde, über: „Hauptergebnisse der fünfjährigen Proben über das Haften und Kosten von Eisen im Mauerwerk“. (Mit Lichtbildern.) 8. Vortrag der Herren Stadtbauinspektoren Dr.-Ing. Trau, Breslau und Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Gehler, Direktor der Fa. Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Dresden, über: „Festhalle in Breslau“. (Mit Lichtbildern.) 9. Vortrag des Herrn Rud. Christiani, Hamburg, über: „Eisenbetonkaimauern der norddeutschen Seehäfen“. (Mit Lichtbildern.) 10. Vortrag des Herrn Oberingenieurs Ernst Mautner der Fa. Dücker & Co., Düsseldorf, über: „Pumpwerk der alten Emscher“. (Mit Lichtbildern.) 11. Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Müller der Fa. Hüser & Co., Oberkassel, über: „Bau eines Schwimmbeckens in Gladbeck“. (Mit Lichtbildern.) 12. Vortrag des Herrn Oberingenieurs Friedländer der Fa. Brenzinger & Co., Freiburg, über: „Interessante, neuartige Brückenbauten mit Auslegern“. (Mit Lichtbildern.) 13. Vortrag des Herrn Oberingenieurs Hart der Fa. A.-G. für Beton- und Monierbau, Berlin, über: „Anwendung des Eisenbetons beim Bau des Ems-Weser-Kanals“. (Mit Lichtbildern.) 14. Vortrag der Fa. Wayß & Freytag, A.-G., Neustadt a. d. H., über: „Rekonstruktionsarbeiten an weitgespannten Brücken“. (Mit Lichtbildern.) 15. Mitteilungen über bemerkenswerte Bauausführungen und neue Eisenbetonerzeugnisse: a) „Versuche mit netzlosen Gitterträgern als Bewehrung mit Eisenbeton“. (Mit Lichtbildern. Referent Herr Privatdozent Dr.-Ing. A. Kleinlogel in Darmstadt, b) Neue Bauweise bei Fabrikschornsteinen aus Eisenbeton“. (Mit Lichtbildern. Referent Herr Ingenieur F. Möhl, Kopenhagen. 16. Sind neue Beobachtungen und Erfahrungen bei Beton- und Eisenbetonbauten und Zementwaren gemacht? a) Bericht über Bauunfälle, Berichterstatter Herr Regierungsbaumeister Petry, b) Verhalten der Beton- und Eisenbetonbauten bei Erdbeben, c) Explosionsicherheit der Beton- und Eisenbetonbauten“. 17. Erledigung der im Fragekasten vorgefundenen Fragen.

Es wird Gelegenheit gegeben, zu technischen und anderen Fragen Mitteilung zu machen.

Die Teilnehmer an der Versammlung werden darauf aufmerksam gemacht, daß im Versammlungslokal ein Fragekasten aufgestellt ist, in welchen Fragen schriftlich niedergelegt werden können, die gegen Schluß der Versammlung zur Verlesung kommen.

Oberkassel (Siegkreis), den 23. Dezember 1912.

Der Vorstand des Deutschen Beton-Vereins (E. V.).
Alfred Hüser, Vorsitzender.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.